



TITLE:

# 送電用鉄塔基礎杭の引抜き抵抗に関する研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

伊藤, 圭典

---

CITATION:

伊藤, 圭典. 送電用鉄塔基礎杭の引抜き抵抗に関する研究. 京都大学, 1988, 工学博士

ISSUE DATE:

1988-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r6609>

RIGHT:

送電用鉄塔基礎杭の  
引抜き抵抗に関する研究

昭和62年12月

伊 藤 圭 典



# 送電用鉄塔基礎杭の 引抜き抵抗に関する研究

昭和62年12月

伊 藤 圭 典

# 送電用鉄塔基礎杭の引抜き抵抗に関する研究

## 目 次

### 第1章 序論

|                  |    |
|------------------|----|
| 1.1 概説           | 1  |
| 1.2 既往の研究        | 2  |
| 1.3 現行の設計基準      | 10 |
| 1.4 引抜き抵抗に関する諸問題 | 14 |
| 参考文献             | 16 |

### 第2章 同一地盤における各種の施工法による杭の引抜き抵抗の比較

|                               |    |
|-------------------------------|----|
| 2.1 概説                        | 20 |
| 2.2 打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験 | 20 |
| 2.3 杭の引抜き抵抗の性状                | 37 |
| 2.4 引抜きと押込みとの比較               | 46 |
| 2.5 打込み・埋込み杭の繰返し引抜き抵抗の測定      | 54 |
| 2.6 各種基準式との比較                 | 57 |
| 2.7 荷重と変位との関係                 | 60 |
| 2.8 まとめ                       | 61 |
| 参考文献                          | 63 |

### 第3章 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察

|                      |    |
|----------------------|----|
| 3.1 概説               | 64 |
| 3.2 実規模場所打ち杭による引抜き実験 | 64 |
| 3.3 実験結果             | 67 |
| 3.4 杭周面の摩擦力と変位       | 78 |

|                       |                           |     |
|-----------------------|---------------------------|-----|
| 3.5                   | 最大周面摩擦力とN値ならびに土のせん断強度との関係 | 83  |
| 3.6                   | まとめ                       | 84  |
|                       | 参考文献                      | 86  |
|                       |                           |     |
| 第4章 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する解析 |                           |     |
| 4.1                   | 概説                        | 87  |
| 4.2                   | 杭周面摩擦力と土のせん断変形特性          | 87  |
| 4.3                   | 現場実験の数値シミュレーション           | 90  |
| 4.4                   | まとめ                       | 98  |
|                       | 参考文献                      | 99  |
|                       |                           |     |
| 第5章 送電用鉄塔基礎設計への適用     |                           |     |
| 5.1                   | 概説                        | 100 |
| 5.2                   | 送電用鉄塔の基礎に加わる引抜き力          | 100 |
| 5.3                   | 送電用鉄塔基礎の許容変位量             | 100 |
| 5.4                   | 周面摩擦力とN値との関係              | 103 |
| 5.5                   | 引抜き抵抗力の評価法                | 106 |
| 5.6                   | 経済的效果                     | 110 |
| 5.7                   | まとめ                       | 112 |
|                       | 参考文献                      | 113 |
|                       |                           |     |
| 第6章 結論                |                           | 115 |
|                       |                           |     |
| 謝 辞                   |                           | 121 |

# 第1章 序 論

## 1.1 概説

一般に杭基礎に作用する主たる荷重は、押込み力と水平力である。しかし、上部構造物に風、地震、波浪、船舶等による横方向荷重が作用した場合には、杭基礎に引抜き力が伝達される。このような構造物としては、送電用鉄塔、栈橋、海上作業台などが挙げられる。また、護岸の控え杭にも引抜き力が作用する場合がある。

送電用鉄塔の基礎には、風荷重や架線張力により押込み力と同程度の引抜き力が作用する。近年の高電圧化による鉄塔の大型化、大容量送電にともなう電線の多導体化などから、基礎体への作用荷重が増大し引抜き力が数百tfに達することもある。したがって杭の引抜き抵抗力を合理的に評価することは、構造物の信頼性を確保するとともに、経済性を高める上で重要である。

現在、各種の基準<sup>1)~4)</sup>に定められている杭の引抜き抵抗力の算定方法は、押込み時の杭の周面摩擦力の算定方法に準拠している。しかしながら、引抜きに関するデータが乏しく、引抜き抵抗力の評価方法に対する十分な検証がなされていないことから摩擦力の上限値を押込み時より小さく設定したり、安全率を大きくすることにより控えめな値をとっているのが実情である。これは、杭に引抜き力が作用する場合には、押込み力が作用する場合と比べて、土をゆるめる傾向をもつことなどから、一般に不利になるといわれていること、また、杭が引抜かれた場合には構造物に与える影響が大きいことなどを考慮しての処置であるといわれている<sup>2)</sup>。

近年施工時の振動・騒音に対する配慮および施工方法の進歩によって杭の種別も多様化してきており、杭の設計を行うためには、実際に使用されている各種の杭の評価法の検討を行い工学的に実用性のある算定方法を確立する必要がある。

以上のことから、筆者は実規模大の各種の杭を用いて引抜き実験を実施し次の事項を検討した。

- a. 杭工法の種別による引抜き抵抗力の比較
- b. 杭の引抜き時と押込み時の杭の摩擦抵抗力ならび地表面変位の比較。
- c. 杭の引抜き時の杭体の応力分布、周辺地盤の挙動、および周面摩擦力と地盤の物性との関係。

- d. 周面摩擦力～杭変位の実測値と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係。
- e. 杭～地盤系の変形、破壊挙動に関する計算値と実測値との比較と予測手法。
- f. 送電用鉄塔の基礎杭の設計を行う場合の引抜き抵抗力の算定方法。

## 1.2 既往の研究

送電用鉄塔に加わる荷重には、鉄塔、架渉線、がいしなどの重量が恒久的に作用する固定荷重と風、冰雪などの自然の外力による変動荷重がある。以上の固定荷重成分と変動荷重成分の和が、押込み荷重、水平荷重、引抜き荷重として基礎へ伝達される。鉄塔の種類、規模により荷重成分の割合は異なるが、一般に強風による繰返し荷重が支配的である。さらに、引抜き荷重は押込み荷重と同程度に作用することがある。このために引抜き荷重により基礎の規模が決まることが多い。

送電用鉄塔の基礎の種類は、直接基礎(逆T字型コンクリート基礎、べた基礎等)、杭基礎、ピヤ基礎(深礎、井筒、ケーソン等)およびアンカー基礎に大別される。かつては逆T字型コンクリート基礎が多く用いられていたが、近年は、立地条件の制約により軟弱地盤に鉄塔が建設されることが多く、このため杭基礎が多用されている。以下に基礎体の引抜き抵抗に関する既往の研究を杭基礎ならびに杭以外の基礎に分けて示す。

### 1.2.1 杭の引抜き抵抗

杭の鉛直支持力ならびに水平抵抗力に関する研究は数多く行われているが、それに比べて引抜き抵抗に関するものは少ない<sup>5)6)</sup>。杭の引抜き抵抗に関する既往の研究は、設計に際して事前のデータをを得るための現場実験を始めとし、押込みと引抜きの周面摩擦力の比較、群杭の効果、杭の引抜き時の周辺地盤の挙動などに関するものに大別される。

これらの中で、杭の押込みと引抜き時の周面摩擦力の相違については現在のところ断定できるような結果は得られていない。すなわち、引抜き時の摩擦力は押込み時より小さいとするものには、MansurとHunter<sup>8)</sup>、Gregersen<sup>14)</sup>、RaoとVenkatesh<sup>30)</sup>の報告がある一方、Cookeら<sup>19)</sup>、Coyleら<sup>20)</sup>、O'Neilら<sup>21)22)</sup>の現場実験結果によれば、押込み時と引抜き時とは大きな差異はないとしている。また、Vesic<sup>9)</sup>は現場実験では押込み時の場合が引抜き時よりも僅かに小さかったが、室内実験の結果では引抜き時が低い値を示したと報告している。

これらの結果を検討すると次のことがあげられる。

a. 引抜き摩擦力が小さいとするものはいずれも砂層の現場実験で押込み後に引抜き試験を行っているもの<sup>(8)(14)</sup>）ならびに室内模型実験<sup>(9)(30)</sup>）である。

b. 引抜きと押込みに差がないとするものは、いずれも実物大の杭の現場実験であり、粘性土に関するものが3例<sup>(19)(21)(22)</sup>）、砂質土に関するものが1例<sup>(20)</sup>）である。

次に、既往の研究を現場試験ならびに室内実験に分けて年代順に列挙する。

#### (1) 現場試験による研究

##### Irelandの研究(1957年)<sup>7)</sup>

Irelandは、Florida州の6か所の地点の細砂層において実施したコンクリート杭(杭長5～12m、先端径26cmのRaymond step-taper pile)の引抜き試験の結果をまとめた。すなわち杭の引抜き時のせん断抵抗 $\tau_f$ は次式で表される。

$$\tau_f = (\gamma'z + q) K_L \tan \phi \quad (1-1)$$

ここに  $\gamma'$  : 砂層部分の平均有効単位重量

$z$  : 砂層の摩擦部分の重心深さ

$q$  : 載荷重

$K_L$  : 側圧係数

$\phi$  : せん断抵抗角

解析の結果では引抜き時の側圧係数は受働土圧係数に近い値を示している。

##### Mansur、Hunterの研究(1970年)<sup>8)</sup>

MansurとHunterは、Arkansas Riverの航行のためのロックとダムを建設するプロジェクトにおいて、杭の押込み、引抜き、水平載荷試験を実施した。地層は地表面下15mまでは中密から密な砂層からなり、それ以深は第3期の薄い粘土層とシルト質細砂からなっている。杭は鋼管杭(直径30.5cm、40.6cm、50.8cm長さ16.3m)、コンクリート杭(直径40.6cm、長さ13.7m、16.8m)、H型鋼杭(長さ12.8m、13.7m、16.8m)、木杭(長さ12.2m)の合計19本を使用した。

引抜きは、押込み載荷で1/2in.(12.7mm)の変位を生じた後に8本の杭について行っている。テルツアギ式による杭の支持力 $Q_u$ は次式で表される。

$$Q_u = A_t \gamma (DN_q + \Psi \gamma N_r) + 1/2 A_r K D^2 \gamma \tan \delta \quad (1-2)$$

ここに  $A_t$  : 杭の先端面積

$A_r$  : 杭の周面積



K：水平土圧係数

$\gamma$ ：土の平均単位体積重量

D：杭の押込み長

Nq, Nr：Terzaghi支持力係数

$\Psi$ ：杭の形状係数

$\delta$ ：材料間の摩擦角、砂と砂は $32^\circ$ 、砂と鋼は $25^\circ$ 、砂とコンクリートは $30^\circ$ 、(実験により仮定)

試験結果より算出したK値の平均は押込みの場合1.26で引抜き載荷では0.80であった。

#### Vesicの研究 (1970年)<sup>9)</sup>

Vesicは、Georgia州のOgeechee Riverの現場のやや密な砂層において載荷実験を行った。直径18in.(457mm)の先端閉鎖の鋼管杭を用いて、10ftまで打込み鉛直載荷実験を行い、さらに10ftの試験片を溶接して20ftまで打込んで試験し、さらに30ft、40ft、50ftと継ぎ足して測定を実施した。また、16in.(406mm)、長さ50ft(15.7m)のプレストレストコンクリート杭による載荷試験も行った。この試験により、先端支持力および周面支持力は杭径の約10倍の深さまでは深さに比例して増すが、杭径の約20倍ではほぼ一定の最終値に達することを示している。この試験の中で鋼管杭の鉛直載荷の後に引抜き載荷を行って極限周面抵抗を測定し、押込み時の場合が引抜き時よりも僅かに小さいという値を得ている。しかしながらVesicは同論文の中で室内実験(2 in.の鋼管杭で密な乾燥砂を使用)の結果では引抜き時の極限荷重は押込み時よりも約30%低くこれは寸法効果の一種であろうと述べている。

#### 井上らの研究(1971年)<sup>10)</sup>

砂層に設置された打込み杭と場所打ちコンクリート杭(外径はいずれも40cm)の検討の中で、引抜き試験を行い、引抜き降伏荷重は打込み杭の場合、変位4mm、場所打ちコンクリート杭の場合14mmで生ずることを報告している。

#### McClellandの研究(1972年)<sup>11)</sup>

細砂層において、直径510mm 板厚12.7mm 根入れ長14.4mの打込み、内部循環ジェットと打込み、外部循環ジェットと打込み、外部循環ジェットの4工法による開端鋼管杭について引抜き試験を行った。これより引抜き荷重と変位の関係、杭の施工方法が引抜き力

に与える影響、側圧係数などを求めた。

#### Begemann の研究(1965年、1973年)<sup>12)13)</sup>

Begemannは砂層中の直径36mm、長さ20mの杭の繰返し引抜き載荷試験を行い、杭長の中間より浅い部分で摩擦力が初期の値より30%低下したと報告している。(1965年) また、大型のドックでは基礎杭に引抜きと押し込み力が交互に作用することから、引抜きと押し込みの連続載荷試験を行った。これは砂地盤中の300mmのH杭に繰返し引抜き荷重を加えたもので、連続して荷重を加えた結果に対し摩擦抵抗力は33%低下したことを示した。(1973年)

#### Gregersenらの研究(1973年)<sup>14)</sup>

Gregersenらは軟かい砂層において、径28cm、長さ8m、16m、24m、円形および円錐形断面のプレキャストコンクリート杭を用いて現場実験を行った。押し込み試験のあとに引抜き試験を実施し、引抜き時の周面摩擦力は押し込みの場合の50～65%であったと報告している。

#### 小粥らの研究(1975年)<sup>15)</sup>

小粥らは横浜市内の粘性土と砂礫よりなる地層において、杭の引抜き試験を行った。杭はいずれも直径350mmで泥水を使った場所打ちコンクリート杭(長さ11.5mおよび16.5m)、PIP杭(長さ10.5mおよび16.5m)、PC杭(長さ11m)および鋼管杭(長さ11m)で合計9本を使用した。この試験においては杭の施工と杭の引抜きに伴う杭周辺の地盤の土性変化と杭の引抜き抵抗について考察している。その結果PIP杭は泥水を使った場所打ちコンクリート杭のように施工時に周辺地盤をゆるめないこと、泥水を使った場所打ちコンクリート杭とPIP杭と打込み杭の引抜き抵抗力は、通常の場合それぞれ泥壁のせん断抵抗力、自然地盤のせん断抵抗力、打込みによって締め固まった地盤のせん断抵抗力によってきまること、PIP杭の粘性土地盤における周面摩擦支持力度は、ブロックサンプリング資料による $q_u/2$ に近似することを明らかにしている。

#### 伊藤の研究(1978年)<sup>5)6)16)17)</sup>

伊藤は打込み・埋込み・場所打ち杭について引抜き抵抗に関する比較試験(直径はいずれも50cm、長さ12m、鋼管杭および場所打ち杭)を行ない杭の施工法別による引抜き抵抗力を求

めた。また、鋼管の打ち込み杭および埋込み杭について、繰返し引抜き荷重に対する抵抗の測定を行ない杭の変位との関係を明らかにした。（第2章参照）

明石らの研究(1979年)<sup>18)</sup>

明石らは、ボク地盤(火山灰土において鋼管杭、外径309mm、根入れ長7.22m 10.42m 11.22mの3本)の引抜き試験を行い周面摩擦力とN値との関係を求め次の値を得た。

$$\tau_{of} = 3/2N \quad (1-3)$$

ここに  $\tau_{of}$ : 極限周面摩擦力

N: N値

Cookeらの研究(1979年)<sup>19)</sup>

Cookeらは直径168mm、深さ3.5mの鋼管の粘性土中の摩擦杭について押込みおよび引抜き試験を行い、この地点における摩擦杭の引抜き抵抗は、押込みの摩擦抵抗にほぼ等しいと報告している。

Coyleらの研究(1981年)<sup>20)</sup>

Coyleらは杭の支持力 $Q_u$ を次式で表した。

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_o A_p + f_s A_s \quad (1-4)$$

ここに  $Q_p$ : 最大先端荷重

$Q_s$ : 最大側面荷重(Ultimate side load)

$q_o$ : 最大先端抵抗

$A_p$ : 先端面積

$f_s$ : 最大側面抵抗(Ultimate unit side resistance)

$A_s$ : 杭の表面積

また  $f_s$ については

$$f_s = Kp \tan \delta \quad (1-5)$$

ここに  $K$ : 水平土圧係数

$p$ : 平均有効上載圧

$\delta$ : 杭と砂との摩擦角

その上で砂質土中の杭の設計に関し、34の現場試験(うち押込みおよび引抜きを行ったものの16を含む)の結果から、杭の支持力を杭の深さ、直径、砂の摩擦角または相対密度をパラ

メーターとして整理した。これらの結果より押込み時の側面荷重の補正值は、引抜き試験で得られる引張り荷重に等しく、補正していない押込み時の側面荷重の70%が引張り荷重の測定値にあたることを示した。

#### O'Neilらの研究(1981年)<sup>21)22)</sup>

O'Neilらは過圧密状態の粘土層において、外径273mm 厚さ9.27mmの鋼管杭を用いて現場試験を行った。9本の群杭の(3m間隔)の長さは15.6mで、基準杭の長さは14.1mである。各杭とも25mmの厚さの板で先端を閉鎖し、直径200mm深さ3mのパイロット孔を設けて打撃により貫入させている。杭に対して鉛直載荷ならびに引抜き試験を行い、過圧密粘土中の杭に及ぼす側圧、地中変位、杭の残留負荷等について計測した。また、6本の杭(うち2本は基準杭)については、3段階の鉛直試験の後に引抜き試験を行った。この結果、杭の引抜き時の側面抵抗(side resistance)の最大値は押込み時の場合と同じであるが、引抜きの挙動は押込みに比べさらにノンリニャーでこれは残留応力の解放によるためだとしている。

#### 伊藤らの研究(1986年)<sup>23)24)</sup>

伊藤らは場所打ち杭の引抜きに関する実験(直径80cm、長さ15.5mおよび16.5m)によって杭に引抜き力が作用した場合の杭～地盤系の変形・破壊機構に関する基本的な考察を行った。さらにこの結果に基づいて、有限要素法による現場実験のシュミレーションを行い、杭～地盤系の引抜き抵抗機構を数値解析的に検証した。(第3章、第4章参照)

#### (2)室内実験による研究

##### 川辺らの実験(1977年)<sup>25)</sup>

川辺らは砂地盤における模型杭の引抜き試験結果から杭に引抜き力が加わると引抜きせん断に伴い、杭周辺地盤にダイレタンシー圧力が生じ、アーチ作用により周辺の土塊の重量が抵抗すると考えた。土塊は杭心を中心とした回転放物体あるいは回転円錐体の体積の重量としている。

##### Dasの研究(1976年～1985年)<sup>26)～29)</sup>

Dasは飽和粘土中の模型杭による引抜き試験を行ない、杭表面の粘性土の付着力 $C_a$ と粘性土の粘着力 $C_u$ との比 $\alpha = C_a / C_u$ と粘性土のせん断強さとの関係の実験式を示した。ま

た、粘性土のせん断強さに対して引抜き荷重と杭の変位との関係は無次元式で示され、その式は杭の埋込み、長さ $L$ と杭径 $D$ との比 $L/D$ には無関係であることを示した。(1982年)

さらに、Dasは粘性土中の模型の群杭(鋼管長さ0.457m、直径25.4mm最大数6本)の引抜き試験を行い、群杭の効果は $S/D$ ( $S$ は杭中心間隔  $D$ は杭径)に比例し $S/D=6\sim7$ で100%になること、また、群杭の効果は杭本数ならびに $L/D$ の増加とともに減少することを示した。(1985年)

#### RaoとVenkateshの研究(1985年)<sup>30)</sup>

Raoらは砂質土中の杭の引抜きに関する模型試験を行った。杭(鋼管直径12.7mm長さ320mm)は表面の滑らかなものと粗なもの2種類で、砂層はルーズなものと密なものを用いた。その結果、表面の粗な杭で引抜き時の周面摩擦は押込み時の80%であり、滑らかな杭では10~50%も減少していること、また、最大引抜き力は、ルーズな砂の場合は杭径の5%の変位で、密な砂の場合は10%の変位で生じていることを示した。

#### Poorooshasbらの研究(1982年)<sup>31)</sup>

凍った砂質土中の杭の引抜き時の挙動の解析を行ない、比較的短い杭またはピャの $r_o/L$ ( $r_o$ は杭径、 $L$ は杭長)と杭頭変位との関係を求めた。

### 1.2.2 杭以外の基礎体の引抜き抵抗

送電用鉄塔の基礎に多く用いられている逆T字型コンクリート基礎およびピャ基礎の引抜きに関する研究のほとんどは、基礎体と周辺の土の挙動との関係を述べている<sup>32)~45)</sup>。これらの中でIsmaelらは砂層中のピャ基礎の押込みと引抜きの水平土圧係数は等しいと報告している<sup>44)</sup>。また、鉄塔の上部構造と基礎体の変位との関係から、基礎の不同変位は25mmが限度であるとの報告がある<sup>45)</sup>。

以下にこれらの研究の概要を列挙する。

#### Turnerの研究(1962年)<sup>32)</sup>

拡底型基礎、深礎およびアンカー基礎についての室内および実物試験を行ない、基礎の形状ならびに土質性状と引抜き抵抗との関係を求めた。

松尾の研究(1963～1968年)<sup>33)～36)</sup>

逆T字型基礎の極限引き上げ抵抗力の算定方法を示した。これは、引き上げ力を受けた基礎地盤にせん断破壊を生ずるときのすべり面を対数らせん線と直線で近似したものである。

Meyerhofらの研究(1968年)<sup>37)</sup>、Meyerhofの研究(1973年)<sup>39)</sup>、Adamsらの研究(1977年)<sup>40)</sup>、Davieらの研究(1977年)<sup>41)</sup>

円形、四角形およびアンカー基礎についての多くの室内実験を実施した後、実物試験値との比較を行った。この結果、引抜き力を受ける基礎に対する土の抵抗は、基礎の上部の重量と限られた限界破壊面のせん断抵抗力の和とによるものであることを示した。

電気協同研究会の報告(1969年)<sup>39)</sup>

鉄塔の基礎に加わる引揚力は、一定の継続時間のもとで繰返して作用するということから、次の実験を行った。

すなわち、直径24cm、深さ30cmの円形床板の基礎体について、①一定時間持続した引揚力がその後に完全に0になり、さらにまた従前の引揚力が作用する課程、②基礎には常に一定の引揚力が作用し、さらに付加的な引揚力が繰返す場合を想定してそれぞれ50回の繰返し載荷試験を行った。この結果降伏支持力を超えて繰返し載荷すると破壊に至ったことから、設計上はいかなる荷重に対しても、降伏支持力を期待すべきでないと報告している。

林らの研究(1979年)<sup>42)</sup>

林らは軟岩に設置した送電用鉄塔の深礎基礎について引揚げ実験を行い、岩盤と基礎体とのせん断抵抗力ならびに周辺岩盤内の応力伝達状況をしらべた。(深礎は直径1.5mで深さ4mおよび6mの鉄筋コンクリート構造)この結果から、ある限界深さより上の地盤においては杭側面から地表面に向けて45°方向にすべり面が生じ、引抜き抵抗力はそのすべり面上の地盤のせん断力とすべり面で囲まれた回転円錐体の土塊の重量であるとしている。

Kulhawyらの研究(1979年)<sup>43)</sup>

送電用鉄塔の杭状の基礎(Drilled shaft foundation)の設計のために、砂層中の大型の4個のモデル(直径152mm、深さ1.5m)について引抜き実験を行った。土層中の土の表面および内部の変位、シャフトの応力、杭の変位、荷重等を測定した。この結果、地中のコンクリートの表面にそって約6mm離れたところに円筒状のせん断抵抗面が生ずること、シャ



フトの応力から円筒せん断モデルが引揚げ支持力の算定にかなっていること、基礎の変位4.6～7.4mmで破壊に至ること等を示した。

#### Ismaelらの研究(1979年)<sup>44)</sup>

Ismaelらは送電用鉄塔のピヤ基礎についての現場試験を行った。砂層中の直径1.2m深さ6.4mの3個のピヤを用い、引揚げ、押込み(側面摩擦のみ)、押込み(側面摩擦と支持力)の場合についての計測によって、ピヤの押込み時の周面摩擦力を定める水平土圧係数Kcは引抜きの場合の水平土圧係数Kuに等しいと報告している。

#### EPRIの報告(1983年)<sup>45)</sup>

Electric Power Research Instituteは、送電用鉄塔の基礎の引揚げならびに圧縮荷重に関する諸問題を報告している。基礎にかかる荷重、送電線の建設費、地質調査、基礎の鉛直支持力、基礎の変位、載荷試験、基礎の変位と上部構造物との関連等についてとりまとめたものである。この中で杭状の基礎(Shaft-type-foundation)に関して、比較的浅い基礎において、引抜き時に地表面近くにコーン状の破壊が生ずること、基礎の側面の抵抗は変位0.2～0.4in. (5～10mm) で生ずることなどを示している。また鉄塔基礎の不同変位は上部構造物との関係から、1 in.(25mm)が限界であることを報告している。

### 1.3 現行の設計基準

わが国の道路、港湾、鉄道、建築などの各種機関では杭基礎の設計基準の確立に努め、その設計体系はほとんど確立されている。しかしながら、杭の引抜き抵抗力に関しては資料の蓄積が不十分であるとし、試験によってこれを求めることを推奨している。各基準とも引抜き抵抗力は引抜き試験を行わない場合、杭の最大周面摩擦力の総和として評価する方法を定めている。ただし最大周面摩擦力の評価法は、押込み力に対する評価法を準用しているのが実情である。

以下に建築基礎構造設計規準(以下建築規準と称する)、港湾の施設の技術上の基準(以下港湾基準と称する。)、道路橋示方書および電気学会の送電用支持物設計標準(以下JECと称する)の各基準の杭の引抜き抵抗力の評価法の根拠について概説する。

#### a. 砂質土について

1.3の各基準とも引抜き摩擦力を地盤のN値との関係で示している。その根拠はMeyerhof<sup>(46)(47)</sup>の試験結果を参考とし、押込み方向の実験結果をもとにして設定した評価法に準拠したものである。

#### b. 粘性土について

建築基準では、Tomlinsonの押込み実験結果ならびに独自に行った引抜き試験によって引抜き摩擦力を土の $q_u$ 値との関係で示している。

道路橋示方書では引抜き摩擦力を土の粘着力CおよびN値との関係で示している。これは道路協会の押込み試験データに基づいている。

JECでは建築基準の押込み式を参考とし地盤のN値との関係で示している。ただし引抜きのデータが少ないことから引抜き摩擦力は押込み摩擦力の1/2としている。

以上のように現行の引抜き抵抗力の算定方法はいずれも押込み試験の結果を参考としたものである。とくに粘性土に関するTomlinsonの杭の付着力に関する研究は、56例の鉛直載荷試験の極限荷重から先端抵抗値を計算で求めて差し引いた値を推定付着力として取り扱い、この値と粘着力との関係を求めたものである。

以下に各設計基準の中の引抜き抵抗についての記述を制定の年代順に示す。

#### (1) 建築基礎構造設計基準・同解説

日本建築学会の「建築基礎構造設計基準・同解説」(1974年設定)においては杭の許容引抜き抵抗力に関して次のように定めている。

すなわち、単杭の長期許容引抜き抵抗力は引抜き試験を行う場合は、極限荷重の1/3または降伏荷重の1/2のうち、いずれか小なる値以下とし、引抜き試験を行わない場合は、杭の引抜き抵抗力算定式により求められる値または載荷試験よりの許容引抜き抵抗力の推定値のうち、いずれか小なる値としている。

また、杭群が引抜き力を受ける場合は、単杭として抵抗するほか、杭群を等価的なブロックと考えた場合のブロックとしても抵抗するとしている。なお、短期許容引抜き抵抗力は長期引抜き抵抗力の2倍以下と規定している。

同基準の解説において、杭周表面に生ずる引抜き抵抗 $\tau_t$ (tf/m<sup>2</sup>)の求め方を次のように示している。

粘性土の場合

$$\tau_t = \alpha\beta(q_u/2) \quad (1-6)$$

ここに、 $q_u$ ：一軸圧縮強さ (tf/m<sup>2</sup>)

$\alpha$ ：経過時間に対する修正係数

$\beta$ ：土の強さに対する低減係数

砂質土の場合

$$\text{打込み杭} : \tau_t = N/5 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (1-7)$$

$$\text{埋込み杭} : \tau_t = N/10 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (1-8)$$

ここに  $N$ ：標準貫入試験の  $N$  値

なお、『杭を押込むときと引抜くときとは、杭の周面摩擦抵抗は異なるという考えもあるが、実大の杭についての検討が不足しており定説ではない』と述べている。

## (2) 港湾の施設の技術上の基準・同解説

日本港湾協会の港湾の施設の技術上の基準・同解説(昭和54年3月)においては基準許容引抜き力は、単杭の最大引抜き力を常時の場合安全率3以上で除した値、地震時の場合安全率2.5以上で除した値とすることを規定し、これを次のように解説している。

『杭に引抜き力がかかる場合は押込み力がかかる場合と異なり、土にかかる力および変位の方向は上向きである。これは杭の周辺の土に対する有効応力を減少させ、土をゆるめようとする傾向をもつ。変位が進行すると共に杭の接地面積は減少する。したがって、引抜きの場合杭の変位の増大あるいは載荷時間の持続は土の抵抗力に対し非常に不利な影響を与えることになる。ことに粘性土の場合クリープ現象が押込みの場合よりも顕著に現われることが予想される。このような事情から常時の安全率の下限值として、軸方向支持力の場合より大きい値を採用することにした。』

また、単杭の最大引抜き力は試験によって求めるのがのぞましい。やむを得ないときは、載荷試験結果または静力学的支持力公式などによって推定してもよいと規定している。

このことを解説において、『軸方向支持力の場合と異なり、引抜き抵抗に関しては比較的資料が乏しく、間接的な推定では危険を伴うからである。ただし比較的軟弱な粘性土では押込みのときの周面摩擦と引抜きの場合の周面摩擦がほぼ同じであると考えられるので、載荷試験(押込み方向)結果や静力学的公式によって最大引抜き力を推定してもよい。静力学的公式による推定は極限支持力の推定に準じて行う。』とし次式を示している。

砂地盤の場合

$$R_{ut} = \bar{N} A_s / 5 \quad (1-9)$$

粘性土地盤の場合

$$R_{ut} = \bar{C}_a A_s \quad (1-10)$$

ここに、 $R_{ut}$ ：杭の最大引抜き力(tf)

$\bar{N}$ ：杭根入れ全長に対する平均のN値

$A_s$ ：杭周の全表面積(m<sup>2</sup>)

$\bar{C}_a$ ：杭根入れ全長に対する平均付着力(tf/m<sup>2</sup>) (押込みの場合 $C_a$ の最大値は5.9 tf/m<sup>2</sup>)

### (3) 道路橋示方書・同解説

日本道路協会の「道路橋示方書・同解説」(1980年)の下部構造編においては、1本の杭の軸方向許容引抜き力を次式により算出するものと定めている。

$$P_a = P_u / n + W \quad (1-11)$$

ここに、 $P_a$ ：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力(tf)

$n$ ：安全率 常時 6, 地震時 3

$P_u$ ：地盤から決まる杭の極限引抜き力(tf)

$W$ ：杭の有効重量(tf)

ただし、 $P_a$ は杭本体の許容軸方向力をこえないものとする。地盤から決まる杭軸方向極限引抜き力は地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力の和として計算するか、あるいは引抜き試験を行なって求めるものとする。

また、解説において『長期の引抜き抵抗については過去の試験データがほとんどないこと、杭が引抜かれた場合に構造物の受ける影響が大きいことを考慮すれば、一般には常時の引抜き力が生じないように杭配置を検討したり、また引抜き側の杭を無視しても、杭基礎の安定が得られるようにしておくことが望ましい。』としている。なお、地盤から決まる杭の軸方向極限引抜き力は、軸方向極限押込み支持力算定式の最大周面摩擦力に準じた取扱いができるとしている。

### (4) 送電用支持物設計標準(JEC-127-1979)

電気学会の電気規格調査会標準規格(JEC)の一つである送電用支持物設計標準では杭の許容支持力は極限支持力の1/1.5を耐力と仮定し、これに所定の安全率を見込んで求めることとしている。

単杭の引揚げ耐力 $Q_t$ (tf)は、現場試験によるほかは建築基礎構造設計規準を流用し次式

により算定することとしている。

$$Q_t = 1/1.5 (1/5 \bar{N}_s A_{US} + \bar{N}_c A_{UC}) \quad (1-12)$$

ここに  $\bar{N}_s$  : 杭に接する砂層の平均N値

$\bar{N}_c$  : 杭に接する粘土層の平均N値、 $\bar{N}_c$ の上限は $N_c \leq 3$ とする。

$A_{US}$  : 砂層に接する杭の表面積( $m^2$ )

$A_{UC}$  : 粘土層に接する杭の表面積( $m^2$ )

上式における粘性土層に接する杭周面の摩擦力の項は鉛直支持力(圧縮支持力)を算定する場合の1/2としているが、これは鉄塔基礎の場合、引抜き荷重に対する設計が支配的となるために考慮されたものである。

また、同標準においては、鉄塔基礎の脚間の相対変位について次のように解説している。

鉄塔の場合は各脚ごとに独立した基礎となるため脚ごとの相対変位量よりも、脚間相対変位(不同変位)が問題とされるが、鉄塔構造体としての裕度やボルトクリヤランスによる変位量の吸収などを考慮すれば、不同変位量は鉄塔根開きに対して鉛直方向に1/1200、また、水平方向に1/800程度まで許容できると考えられる。なお、試験を行う場合、25mm程度の変位における支持力を極限支持力とみなし、許容支持力における変位量が過大とならないようにする。

## 1.4 引抜き抵抗に関する諸問題

杭の鉛直支持力に関しては、杭先端部地盤の極限支持力度および極限周面摩擦力度を求める多くの理論が提案されている。また模型ならびに実物による実験的研究も数多くなされ、載荷試験データを統計処理した値が実現象を忠実に表わしているということから各種基準に採用され設計に用いられている。

しかしながら、杭の引抜き抵抗に関しては、1.2において示したように研究の数は少ない。送電用鉄塔は、近年、鉄塔の大形化、施工法の進歩、地質の軟弱な地帯への立地などから杭基礎が採用される例が増加している。このようなことから、杭の引抜き抵抗力の設計にあたっての算定方法の必要性が生じてきた。前記の1.2および1.3に基づいて引抜き抵抗に関する諸問題を示すと次のとおりである。

### (1) 杭の引抜き時の地盤の破壊機構

前述の川辺ら<sup>25)</sup>は、砂地盤における模型杭の場合、杭に引抜き力が加わると周辺の土塊が抵抗すると考えた。また、Kulhawyら<sup>45)</sup>はシャフト型基礎(shaft-type foundation)の根入れ

長と地盤強度との関係から、引抜き時に地表面近くでコーン状(くさび状)の破壊が生ずることを示しているが、シャフト長(D)とシャフト径(B)との比 $D/B$ が5程度以上のものについては明白ではなく、実規模の杭の引抜きによる周辺地盤の破壊機構の解明はなされていない。

## (2)統計的問題点

杭の押込み時の周辺摩擦力の実務的評価にあたってはN値等の簡単なパラメーターを用いて載荷実験のデータを統計処理した方法が信頼が置けると考えられている。しかし、引抜き抵抗力の評価にあたっては、実験データが少く押込み時のものを準用しているのが実情である。

## (3)杭の種別と工法

引抜きに関するデータが少ないことから、杭の種類、施工法および地質との関係による引抜き力の評価方法は明白になっていない。

## (4)繰返し荷重による影響

鉄塔の基礎杭には引抜き荷重が風または地震などにより繰返して作用するがこの繰返し荷重が杭の引抜き抵抗に及ぼす影響についての検討例は少ない。

## (5)押込み時と引抜き時の杭の周面摩擦力

杭の押込み時と引抜き時の周面摩擦力の関係は明確ではない。

## (6)杭基礎の変位量と上部構造との関係

送電用鉄塔の杭基礎の変位が上部構造に及ぼす影響を解明し、不同変位量を規制することも検討する必要がある。

## (7)設計基準の見直し

送電用鉄塔基礎杭に関する設計標準を見直す必要がある。その見直しの方法は、押込みの資料を準用するものではなく、引抜きのデータを集約したもので、実務上の使用にかなうものでなければならない。



## 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準，1974.
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
- 4) 電気学会：送電用支持物設計標準JEC-127,1979.
- 5) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説，pp.309～313,1985.
- 6) 土質工学会：杭基礎の低騒音・低振動施工法と支持力，pp.279～284,1986.
- 7) Ireland,H,O.: Pulling Tests on Piles in Sand,Proc.of 4th ICSMFE,pp.43～45,1957.
- 8) Mansur,C.I.,and Hunter,A.H. : Pile Tests – Arkansas River Project,Proc. of ASCE, Vol.96, No.SM5, pp.1545～1582, Sept.,1970.
- 9) Vesic,A.S.: Tests on Instrumented Piles,Ogeechee River Site,Proc. of ASCE,Vol. 90, No.SM2, pp.561～584, March,1970.
- 10) 井上嘉信，小林幸男，清水勇，：砂層に設置された打込みグイと掘削グイの支持力，第6回土質工学研究発表会，pp.1～8,1971.
- 11) McClelland,B.: Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures,ASCE, Ninth Terzaghi Lecture,1972.
- 12) Begemann,H.K.S.: The Maximum Pulling Force on a Single Tension Pile— Calculated on the Basis of Results of the Adhesion Jacket Cone —, Proc. of 6th ICSMFE,Vol.2, pp.229～233,1965.
- 13) Begemann,H.K.S.: Alternating Loading and Pulling Tests on Steel I-Beam Piles, Proc. of 8th ICSMFE,Vol.2, pp.13～17,1973.
- 14) Gregersen,O.S.,Aas,G. and Dibiagio,E.: Load Tests on Friction Piles in Loose Sand, Proc. of 8th ICSMFE Vol.2, pp.109～117,1973.
- 15) 小粥康夫，大内雅典：PIPの支持力機構に関する研究(その2)，清水建設研究所25号，pp.1～24,1975.
- 16) 伊藤圭典：打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗比較測定，第23回土質工学シンポジウム，土質工学会，pp.1～8,1978.
- 17) 伊藤圭典：打込み・埋込み杭の繰返し引抜き抵抗および水平抵抗の比較測定，第14回土質工学研究発表会，pp.965～968,1979.
- 18) 赤司六哉，永津忠治，稲元勝，石堂稔，：ボク地盤の鋼管グイの引抜き結果について，

第14回土質工学研究発表会, pp.933~936,1979.

- 19) Cooke, P.W. and Price.G.: Strains and Displacements Around Friction Piles,Proc. of 8th ICSMFE,Vol.2, pp.53~60, 1979.
- 20) Coyle,Harry M.and Castello Reno R.:New Design Correlations for Piles in Sand, Proc. of ASCE,Vol.107, No.GT7, pp.965~986, July,1981.
- 21) O'Neil,Michael W.,Hawkins Richard A.and Audibert,Jean M.E.: Installation of Pile Group in Overconsolidated Clay,Proc. of ASCE,Vol,108, No.GT11, pp. 1369~1386, Nov.,1982.
- 22) O'Neil,Michael W.,Hawkins Richard A.and Mahar,Larry J.: Load Transfer Mechanisms in Piles and Pile Groups,Proc. of ASCE,GT12, pp.1605~1623, Dec., 1982.
- 23) 伊藤圭典, 前原雅幸, : 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察, 土木学会論文 集, 第376号/III-6, pp.59~67, 1986.
- 24) 伊藤圭典, 前原雅幸, 大木正, 古賀明: 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する解析, 土木 学会論文集, 第376号/III-6, pp.69~75, 1986.
- 25) 川辺一洋, 青木雄二郎, 柴崎富士夫, 外川与四郎: 砂質土における模型杭の引抜き性 状に関する実験, 東急建設技術研究所報第4号, pp.25~28, 1977.
- 26) Das,B.M.,Seeley,G.R.and Smith,J.E.: Uplift Capacity of Pile Groups in Sand, Jour. of the Geotech. Engrg. Div.,ASCE,Vol.97, No.SM1, pp.77~93, 1976.
- 27) Das,B.M.: Procedure for Estimation of Ultimate Uplift Capacity of Foundation in Clay,土質工学会論文集, Vol.20, NO.1 March, pp.76~82, 1980.
- 28) Das,B.M.,and Seeley G.R.: Uplift Capacity of Pipe Piles in Saturated Clay,土質工 学会論文集, Vol.22, No.1, March pp.76~82, 1980.
- 29) Das,B.M.and Azam,M.F.: Uplift Capacity of Rigid Steel Pile Groups in Clay,土質 工学会論文集, Vol.25, No.4, pp.117~122, 1985.
- 30) Rao,K.S.and Venkatesh,K.H.: Uplift Behaviour of Short Piles in Uniform Sand,土 質工学会論文集, Vol.25, No.4, pp.1~7, 1985.
- 31) Poorooshasb,H.B.and Parameswaran,V.R.: Uplift of Rigid Vertical Piles in Frozen Sand,土質工学会論文集, Vol.22, No.2, pp.82~88, 1982.
- 32) Turner,E.A.: Uplift Resistance of Transmission Tower Footings,Jour. of the Power Div.,ASCE,Vol.88, No.PO2, pp.17~33, July,1962.

- 33) 松尾稔. : 逆T字型基礎の引上げ抵抗力の一算定法, 京大防災研究所年報第6号, pp. 135~155, 1963.
- 34) 松尾稔: 送電用鉄塔基礎の引上げ抵抗力について, 土木学会論文集, No.105, pp. 9~18, 1964.
- 35) 松尾稔, 新城俊也: 粘性土中の基礎の引上げ抵抗力に関する研究、土木学会論文集, No.137, pp.2~12, 1967.
- 36) 松尾稔, 田河勝一: 基礎の引上げ抵抗力算定式の新しい展開と斜面内基礎の抵抗力について, 土木学会論文集, No.149, pp.27~35, 1968.
- 37) Meyerhof, G.G. and Adams, J.I.: The Ultimate Uplift Capacity of Foundation, Canadian Geotechnical Jour. Vol.V, No.4, pp.224~244, 1968.
- 38) 電気共同研究会: 電気共同研究, 第25巻, 第2号, pp.52~53, 1969.
- 39) Meyerhof, G.G.: Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles, Proc. of 8th International Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol.2, pp.167~172, 1973.
- 40) Adams, J.I. and Radhakrishna, H.S.: Uplift Capacity of Footings and Anchors for Transmission Towers, Ontario Hydro Research Quarterly, First Quarter, pp. 7~20, 1977.
- 41) Davie, J.R. and Sutherland, H.B.: Uplift Resistance of Cohesive Soils, Jour. of the Geotech. Div. ASCE, Vol.103, No.GT9, pp.935~952, Sept. 1977.
- 42) 林七郎, 奥山一夫: 送電用鉄塔基礎の引上げ実験結果ならびにその解析—軟岩に設置した深礎基礎—, 電力土木, No.161, pp.18~35, 1979.
- 43) Kulhawy, Fred H., Kozera David W. and Withiam, James L.: Uplift Testing of Model Drilled Shaft in Sand, Proc. of ASCE, GTI, pp.31~47, 1979.
- 44) Ismael, Nabil F. and Klym, Tony, W.: Uplift and Bearing Capacity of Short Piers in Sand, Proc. of ASCE, GT5, pp.579~594, 1979.
- 45) Electric Power Research Institute, (Kulhawy, F.H., Trautman, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D. and McGuire, W.) : Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading, EPRI EL-2870, Project 1493-1 Final Report, February 1983. (Prepared by Cornell University, Prepared for Electric Power Research Institute.)
- 46) Meyerhof, G.G.: Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, Vol.82, No.SMI, pp.1~19,

Jan.1956.

- 47) Meyerhof,G.G,: Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations,Jour.of the Geotech.Engrg.Div.,ASCE,Vol.102, No.GT3, pp.195~228, March,1976.
- 48) Tomlinson,M.J.: Adhesion of Piles in Clay Soils,Proc. of 4th ICSMFE,Vol.2, pp. 66~75,1957.

## 第2章 同一地盤における各種の施工法による杭の引抜き抵抗の比較

### 2.1 概説

同一の地盤で同一の直径、長さを持つ鋼管の打込み杭、埋込み杭の中掘り工法およびプレボーリング工法によるもの、ならびに場所打ち杭のアースオーガーにより掘削を行う工法(以下アースオーガー工法と称す)、アースオーガーによる掘削後ロッドの先端よりモルタルを注入する工法(以下PIP工法と称す)、アースオーガーで掘削しケーシングにより山留めを行う工法(以下オールケーシング工法と称す)によるものの6種類の杭について引抜き抵抗力を比較測定した。それにより杭の種類別による引抜き抵抗力の相違、杭の変位と地盤との関連、現行の引抜き抵抗力算定式との関係を求めた<sup>1)3)</sup>。

また、鋼管の中掘り工法とプレボーリング工法による杭の鉛直載荷試験を実施して、引抜き試験結果との比較を行い、押込み時と引抜き時の荷重と杭の変位、杭の周面摩擦力などとの関係を考察した。

最後に鋼管の打込み杭と埋込み杭について短期荷重による繰返し載荷による引抜き抵抗の測定を行い残留変位との関係を求めた<sup>2)</sup>。

### 2.2 打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験

#### 2.2.1 測定計画

##### (1) 概要

試験杭の種別と本数は、表2-1に示すように、鋼管杭3種類各2本、場所打ち杭3種類各2本の合計12本である。鋼管杭については通常用いられている実物大の直径のものを使用した。場所打ち杭については、一般には直径800mm以上のものが用いられているが、鋼管杭との比較を目的として直径500mmのものをを用いた。12本の杭全数について引抜き抵抗力を、また、埋込み杭の2本については鉛直支持力の測定を行った。さらに打込み杭と中掘り杭の各2本について繰返し引抜き載荷試験を実施した。

なお、杭の打設時に打撃応力測定<sup>4)</sup>を実施し、鉛直載荷試験値との比較を行った。

表 2-2 に試験内容を示す。表中の土圧測定は杭に及ぼす土圧の打ち込み直後からの経時変化を求める目的で実施したものである。

表 2-1 試験杭の種別

| Pile type                   |                           | Pile No. | Pile size, length                           | Methods  |
|-----------------------------|---------------------------|----------|---|--|
| Steel pipe                  | Driven                    | 1-1      | (STK 41)<br>D=508mm<br>t = 9mm<br>L = 12.0m | by diesel hammer   |
|                             |                           | 1-2      |   |  |
|                             | Bored precast             | 2-1      |   | by earth-auger (d=470mm)<br>hammering 3D   |
|                             |                           | 2-2      |   |  |
|                             |                           | 3-1      |   | by earth-auger (d=600mm)<br>hammering 3D   |
|                             |                           | 3-2      |   |  |
| Cast-in-place concrete Pile | Earth-auger               | 4-1      | D=500mm<br>L = 12.0m                        | by earth-auger (d=470mm)<br>Slurry (bentonite 50kg, water 1m <sup>3</sup> )<br>Concrete (w/c=42%, $\sigma_{ck}$ =350kg/cm <sup>2</sup> ) |
|                             |                           | 4-2      |   |  |
|                             | Cast-in-place mortar pile | 5-1      |   | by earth-auger (d=470mm)<br>Mortar (w/c=63%, $\sigma_{ck}$ =300kg/cm <sup>2</sup> )  |
|                             |                           | 5-2      |   |  |
|                             | Overall casing method     | 6-1      |   | Casing d=508mm<br>by earth-auger (d=470mm)<br>Concrete (w/c=42%, $\sigma_{ck}$ =350kg/cm <sup>2</sup> )                                  |
|                             |                           | 6-2      |   |  |

Note : D=Pile diameter t=Pile thickness L=Pile length in subsurface d=Diameter

## (2) 地盤

試験場所は埼玉県大宮市宮原町で、地質は図 2-1 に示すようにローム層、粘土層、砂層の 3 層に大別される。表層は二次堆積ローム層で約 3 m までを占め、N 値は 0 ~ 2 を示している。- 3 m ~ -5.8m 付近は粘土層であり N 値は 0 でモンケンの重量のみで貫入という軟弱層となっている。これは沖積粘土層とみなされる。この粘土層から採取した不攪乱資料による土質試験結果を見ると、一軸圧縮強度 $q_u$ は 5.78tf/m<sup>2</sup>、粘着力 C は 2.45tf/m<sup>2</sup>を示している。-5.8m 付近以深は砂層で N 値は小さいところで 10 ~ 20、大きいところで 30 ~ 40 である。-10m 付近に N 値約 5 の粘土層が介在している。



表 2-2 試験内容

| Test                          | Pile No.   | Mesured item   | Device for measurement   |
|-------------------------------|--|--|--|
| Pull-out                      | Steel pipe<br>1-1, 1-2<br>2-1, 2-2<br>3-1, 3-2<br><br>Cast-in-place<br>concrete pile<br>4-1, 4-2<br>5-1, 5-2<br>6-1, 6-2 | Load<br>Pile top :<br>Vertical displacement,<br>Lateral displacement<br>Reaction pile :<br>Vertical displacement<br>Ground surface :<br>Vertical displacement<br>Steel pipe : Strain<br>Reinforcing bar : Strain | Pressure gage<br><br>Dial gage 4<br>Dial gage 2<br><br>Dial gage 1<br><br>Dial gage 10<br>Strain gage<br>2×9(section) 18<br>Reinforcing bar stress<br>transducer 4×8(section) 32 |
| Vertical loading<br>(push-in) | Steel pipe<br>2-2<br>3-2   | ditto  | ditto  |
| Cyclic loading<br>(pull-out)  | Steel pipe<br>1-1, 1-2<br>2-1, 2-2   | ditto  | ditto  |
| Driving                       | Steel pipe<br>1-1, 1-2<br>2-1, 2-2<br>3-1, 3-2   | Blows<br>Driving head<br>Penetration<br>Rebound<br>Strain  | Strain gage<br>3×2(section) 6  |
| Earth pressure                | Steel pipe<br>1-1<br>2-1<br>3-1, 3-2   | Earth pressure   | Pressure cell<br>1×2(section) 2  |

## (3) 測定装置

試験杭ならびに反力杭（H形鋼）の配置を図 2-2 に杭の断面を図 2-3 に示す。図 2-3 のように試験杭の杭頭部変位量は 4 点に変位計を取りつけて測定し、また各反力杭については測定作業の安全管理を主目的として変位計を取りつけてチェックを行うと共に、周辺の地表面にも標柱を建てて変位を観測した。鋼管杭に 2 方向で 9 点ずつのひずみ計を、また場所打ち杭には 4 方向で 8 点ずつ鉄筋計を取り付けた。なお、図 2-4 のうち 4-1' および 4-2' はアースオーガー工法による場所打ち杭であるが、引抜いてから形状を調べたところ極端に細い部分があり、解析上一般性に欠けるため、4-1 および 4-2 杭で再測定を行ったものである。

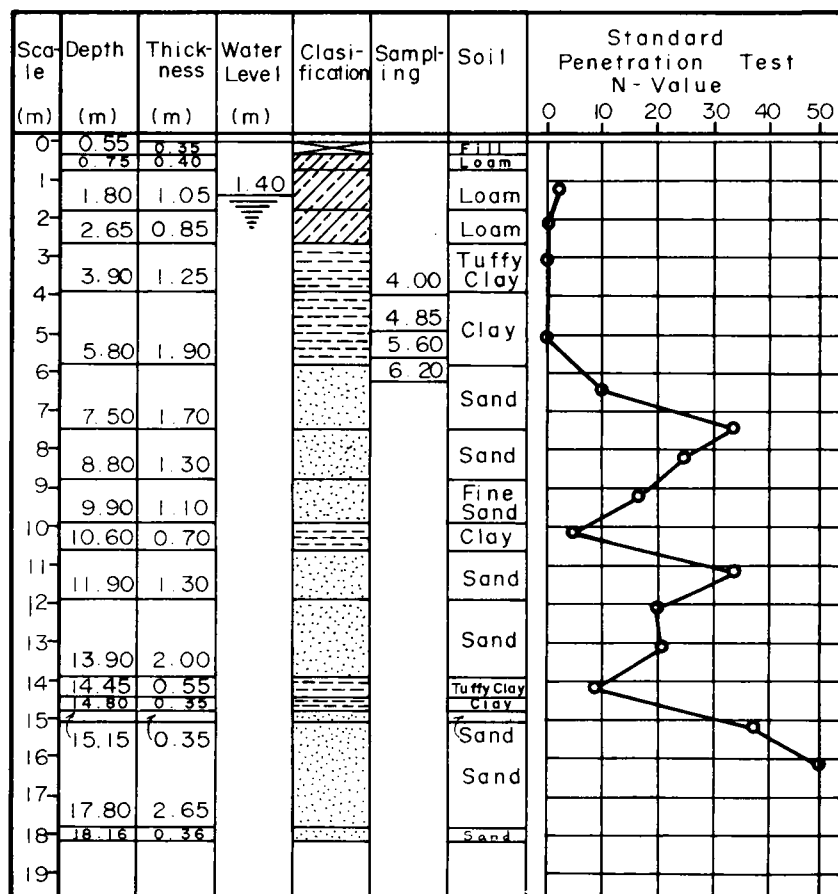


図 2-1 地質

#### (4) 載荷方法

引抜き載荷試験は、土質工学会「杭の鉛直載荷試験基準」に準じて載荷方法を定めた。載荷方法の細目については表 2-3 に鉛直載荷の場合と対比させて示す。引抜き載荷の荷重段階は各工法による杭の 1 本目の試験結果によって 2 本目を修正した。表 2-4 は杭 1-1 の場合の荷重段階である。

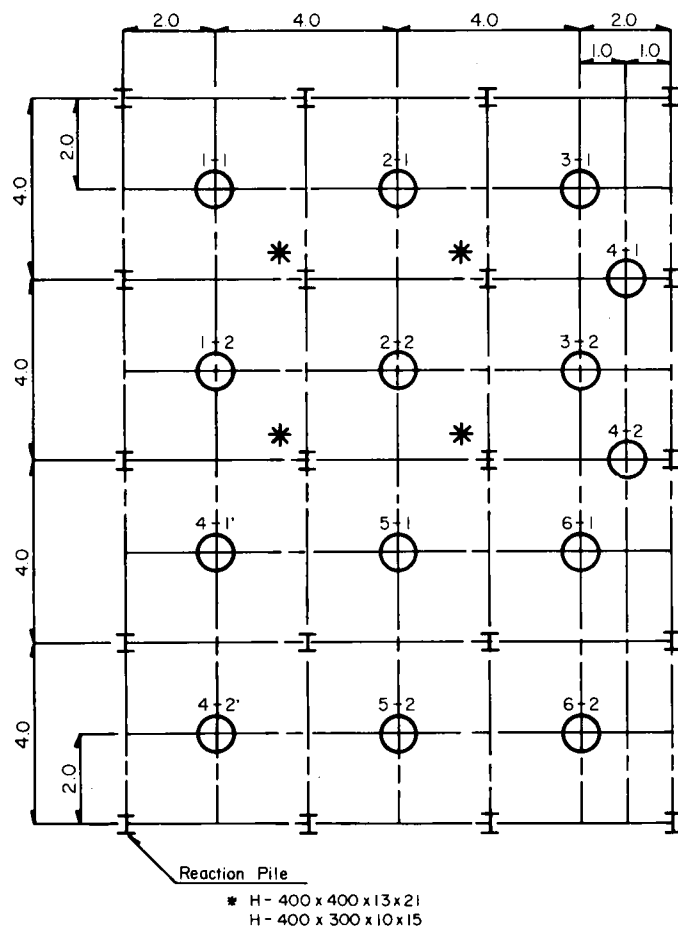


图 2-2 杭配置

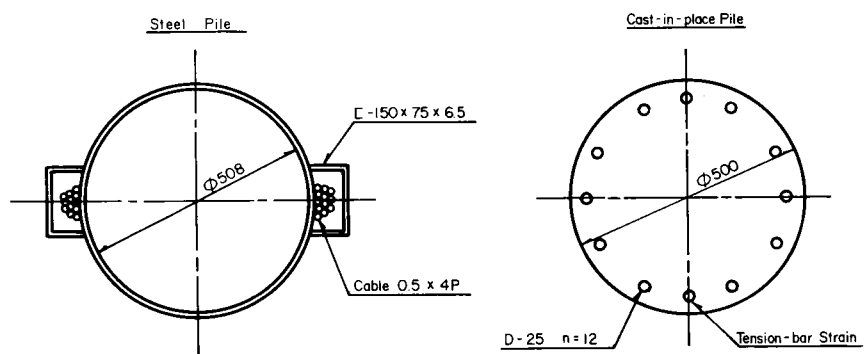


图 2-3 杭断面

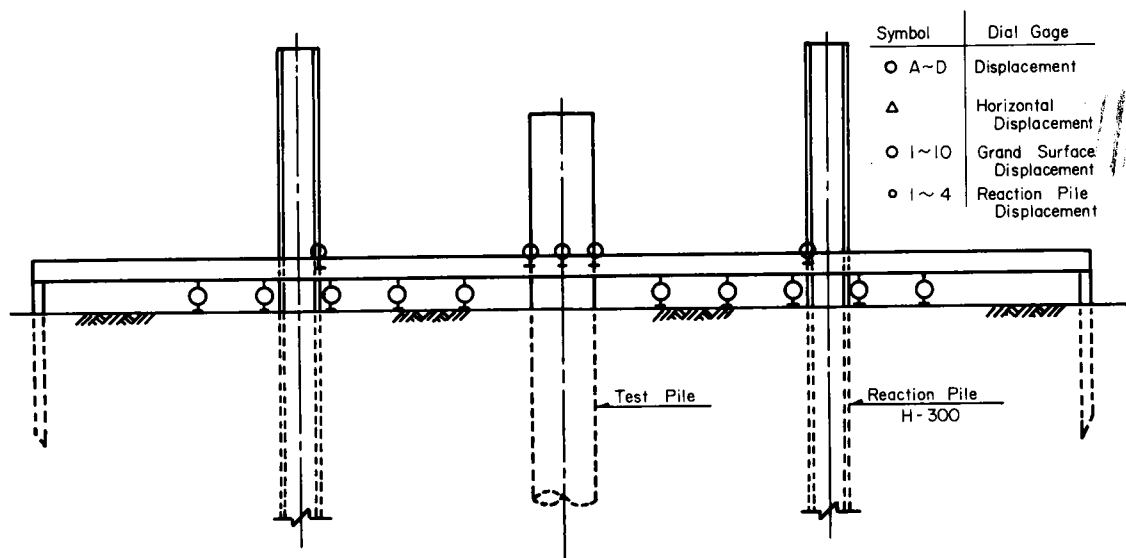
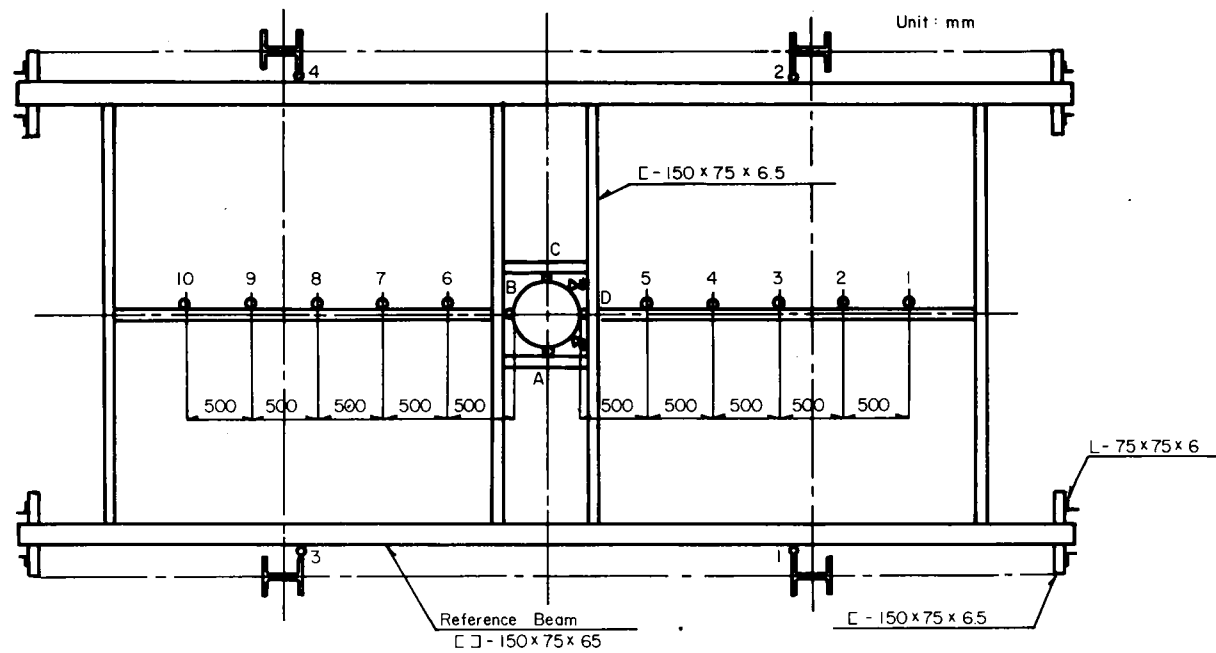


図 2-4 ダイヤルゲージ取付位置および基準梁配置

表 2-3 載荷方法

|                             | Pull-out test  | Vertical loading test  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
|-----------------------------|--|--|-------|--------|-----|----|---|-----|----|---|-----|---|---|-----|----|---|-----|---|---|-----|---|---|-----|---|---|-----|---|---|-----|---|---|-----|----|---|-----|---|---|-----|----|---|----------------------------|
| Loading step                | <table> <tr> <th>Pile No.</th><th>Steps</th><th>Cycles</th></tr> <tr><td>1-1</td><td>16</td><td>5</td></tr> <tr><td>1-2</td><td>11</td><td>5</td></tr> <tr><td>2-1</td><td>9</td><td>5</td></tr> <tr><td>2-2</td><td>10</td><td>5</td></tr> <tr><td>3-1</td><td>5</td><td>3</td></tr> <tr><td>3-2</td><td>9</td><td>3</td></tr> <tr><td>4-1</td><td>6</td><td>3</td></tr> <tr><td>4-2</td><td>4</td><td>2</td></tr> <tr><td>5-1</td><td>8</td><td>5</td></tr> <tr><td>5-2</td><td>14</td><td>7</td></tr> <tr><td>6-1</td><td>5</td><td>2</td></tr> <tr><td>6-2</td><td>11</td><td>4</td></tr> </table> | Pile No.   | Steps | Cycles | 1-1 | 16 | 5 | 1-2 | 11 | 5 | 2-1 | 9 | 5 | 2-2 | 10 | 5 | 3-1 | 5 | 3 | 3-2 | 9 | 3 | 4-1 | 6 | 3 | 4-2 | 4 | 2 | 5-1 | 8 | 5 | 5-2 | 14 | 7 | 6-1 | 5 | 2 | 6-2 | 11 | 4 | 10 steps for Ultimate load |
| Pile No.                    | Steps  | Cycles   |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 1-1                         | 16   | 5  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 1-2                         | 11   | 5  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 2-1                         | 9  | 5  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 2-2                         | 10   | 5  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 3-1                         | 5  | 3  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 3-2                         | 9  | 3  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 4-1                         | 6  | 3  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 4-2                         | 4  | 2  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 5-1                         | 8  | 5  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 5-2                         | 14   | 7  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 6-1                         | 5  | 2  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| 6-2                         | 11   | 4  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| Loading period on each step | Virgin load : 40 min.<br>O load : 30 min.<br>Hysteresis load : 10 min.   | Virgin load : 40 min.<br>O load : 30 min.<br>Hysteresis load : 10 min. |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| Loading speed               | Increase +20 tf/min.<br>Decrease -40 tf/min.   | Increase +10 tf/min.<br>Decrease -20 tf/min.                           |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |
| Measuring time              | Load +20 tf (+10 tf): 0 min.<br>Load -40 tf (-20 tf): 0 min.<br>Virgin load: 0, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 min.<br>O load : 0, 1, 2, 5, 10, 20, 30 min.<br>Hysteresis load: 0, 5, 10 min.   |  |       |        |     |    |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |   |   |     |    |   |     |   |   |     |    |   |                            |

表 2-4 引拔載荷の荷重段階

| Cycles | Load (tf)   |
|--------|---|
| 1      | 0~ <sup>o</sup> 20~0 (° : Virgin load)  |
| 2      | 0~20~ <sup>o</sup> 40~0   |
| 3      | 0~20~40~ <sup>o</sup> 60~40~20~0  |
| 4      | 0~40~60~ <sup>o</sup> 80~60~40~0  |
| 5      | 0~40~80~ <sup>o</sup> 100~ <sup>o</sup> 110~ <sup>o</sup> 120~ <sup>o</sup> 130~ <sup>o</sup> 140~ <sup>o</sup> 150~ <sup>o</sup> 160 |

## 2.2.2 測定結果

図2-5および表2-5に測定結果の概要を示す。試験結果は、土質工学会の杭の鉛直載荷試験基準に準じて荷重-沈下量-時間曲線(図2-6)、 $\log P$ - $\log S$ 曲線(図2-7)、 $\Delta S / \Delta \log t$ - $P$ 曲線(図2-8)および $S$ - $\log t$ 曲線(図2-9)を作成し、これらの図示結果に基づいて降伏荷重ならびに極限荷重を求めた。

場所打ち杭のPIP工法による杭5-2は表2-5に示すように引抜き時に生じた水平変位量が他の杭に比べ著しく大きく、鉄筋に偏荷重がかかった可能性がある。試験終了後引抜いて見たところ「く」の字状に湾曲して杭が形成されていた。このようなことから大きな引抜き抵抗値が生じたものと判断される。

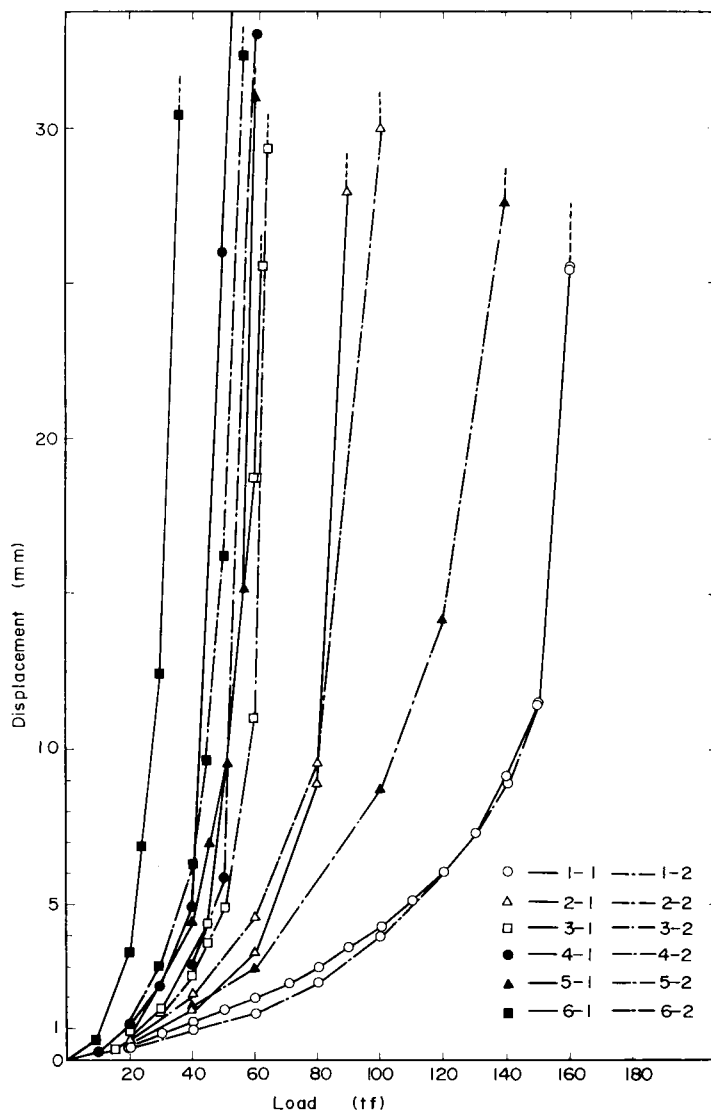


図2-5 引抜き荷重～変位置



表 2 - 5 測定結果

| Test                       | Pile type                   |                                   | Pile No. | Time between driving and loading (day) | Yield loads (tf) | Ultimate loads (tf) | Vertical Displacement (mm) | Lateral Displacement (mm) | Reaction pile Displacement (mm) |
|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|----------|--|------------------|---------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| Pull-out                   | Steel pipe                  | Driven                            | 1-1      | 36                                     | 110              | 160                 | 25.4                       | 2.9                       | 6.4                             |
|                            |                             |                                   | 1-2      | 26                                     | 94               | 160                 | 25.9                       | 2.7                       | 4.3                             |
|                            |                             | Bored precast<br>Inner Excavation | 2-1      | 62                                     | 50               | 90                  | 28.0                       | 2.0                       | 1.6                             |
|                            |                             |                                   | 2-2      | <sup>1)</sup><br>(33)                  | 60               | 100                 | 29.7                       | 3.1                       | 0.9                             |
|                            |                             | Pre-boring                        | 3-1      | 40                                     | 43               | 62                  | 25.5                       | 1.1                       | 1.2                             |
|                            |                             |                                   | 3-2      | 42                                     | 45               | 65                  | 29.4                       | 2.0                       | 1.1                             |
|                            | Cost-in-place concrete pile | Earth auger                       | 4-1      | 19                                     | 40               | 50                  | 25.9                       | 0.2                       | 1.6                             |
|                            |                             |                                   | 4-2      | 17                                     | 40               | 60                  | 33.0                       | 1.6                       | 0.6                             |
|                            |                             | Cast-in-place mortal pile         | 5-1      | 63                                     | 40               | 60                  | 31.0                       | 2.8                       | 1.1                             |
|                            |                             |                                   | 5-2      | 65                                     | 92               | 140                 | 27.7                       | 13.6                      | 3.0                             |
|                            |                             | Over all casing method            | 6-1      | 44                                     | 25               | 35                  | 30.5                       | 1.7                       | 1.0                             |
|                            |                             |                                   | 6-2      | 50                                     | 33               | 55                  | 32.4                       | 2.2                       | 1.7                             |
| Vertical loading (push-in) | Steel pipe                  | Inner excavation                  | 2-2      | 33                                     | 130              | 180                 | 25.3                       | 1.1                       | 3.1                             |
|                            |                             | Preboring                         | 3-2      | <sup>2)</sup><br>(106)                 | 80               | 120                 | 68.3                       | 3.3                       | 0.5                             |

Note : 1) Time between push-in test and pull-out test.

2) Time between pull-out test and push-in test.

杭 5 - 2 を除いては同種の工法ごとに各杭とも測定値はほぼ似た値を示している。

鋼管杭の引抜き抵抗力は打込み杭が最も大きく、中掘り、プレボーリングの順に小さくなっている。打込み杭と比較すると、中掘り杭は約60%プレボーリング杭は約40%である。ただし、中掘り杭およびプレボーリング杭とも先端は3Dを打撃により貫入させている。これは実際の施工にあたっては、経験的に打撃によって打ち止めを行い引抜きならびに押込みの耐力を高めているので、この実験にあたっては実用上の資料を得る目的で同様の工法を採用したものである。

場所打ち杭のアースオーガーならびにPIP工法によるものは、鋼管杭のプレボーリング工法とほぼ同程度の引抜き抵抗を発揮し、オールケーシング工法の場合はさらに小さくなることからわかる。

杭の工法に関係なく各杭とも引抜き量10mm前後で引抜き荷重が最大値に近づいており、引抜き量が25mm～33mmで最大値に達し測定を終了している。

表 2-6 降伏荷重の判定

(unit : tf)

| Pile No. | log P ~ log S | S ~ log t | $\Delta S / \Delta \log t \sim P$ | Minor value |
|----------|---------------|-----------|-----------------------------------|-------------|
| 1-1      | 110           | 130       | 123                               | 110         |
| 1-2      | 94            | 100       | 98                                | 94          |
| 2-1      | 53            | 50        | 55                                | 50          |
| 2-2      | 76            | 70        | 60                                | 60          |
| 3-1      | 45            | 45        | 43                                | 43          |
| 3-2      | 50            | 55        | 45                                | 45          |
| 4-1      | 40            | 40        | 40                                | 40          |
| 4-2      | 40            | 40        | 50                                | 40          |
| 5-1      | 40            | 40        | 40                                | 40          |
| 5-2      | 120           | 100       | 92                                | 92          |
| 6-1      | —             | 30        | 25                                | 25          |
| 6-2      | 42            | 35        | 33                                | 33          |

表 2-7 許容荷重の判定

| Pile No. | Ultimate loads<br>Ru (tf) | Yield loads<br>Py (tf) | Allowable loads<br>(tf) | Remarks           |
|----------|---------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------|
| 1-1      | 160                       | 110                    | 53                      | $1/3R_u < 1/2P_y$ |
| 1-2      | 160                       | 94                     | 47                      | $1/3R_u > 1/2P_y$ |
| 2-1      | 90                        | 50                     | 25                      | $1/3R_u > 1/2P_y$ |
| 2-2      | 100                       | 60                     | 30                      | $1/3R_u > 1/2P_y$ |
| 3-1      | 62                        | 43                     | 21                      | $1/3R_u < 1/2P_y$ |
| 3-2      | 65                        | 45                     | 22                      | $1/3R_u < 1/2P_y$ |
| 4-1      | 50                        | 40                     | 17                      | $1/3R_u < 1/2P_y$ |
| 4-2      | 60                        | 40                     | 20                      | $1/3R_u = 1/2P_y$ |
| 5-1      | 60                        | 40                     | 20                      | $1/3R_u = 1/2P_y$ |
| 5-2      | 140                       | 92                     | 46                      | $1/3R_u > 1/2P_y$ |
| 6-1      | 35                        | 25                     | 12                      | $1/3R_u < 1/2P_y$ |
| 6-2      | 55                        | 33                     | 17                      | $1/3R_u > 1/2P_y$ |

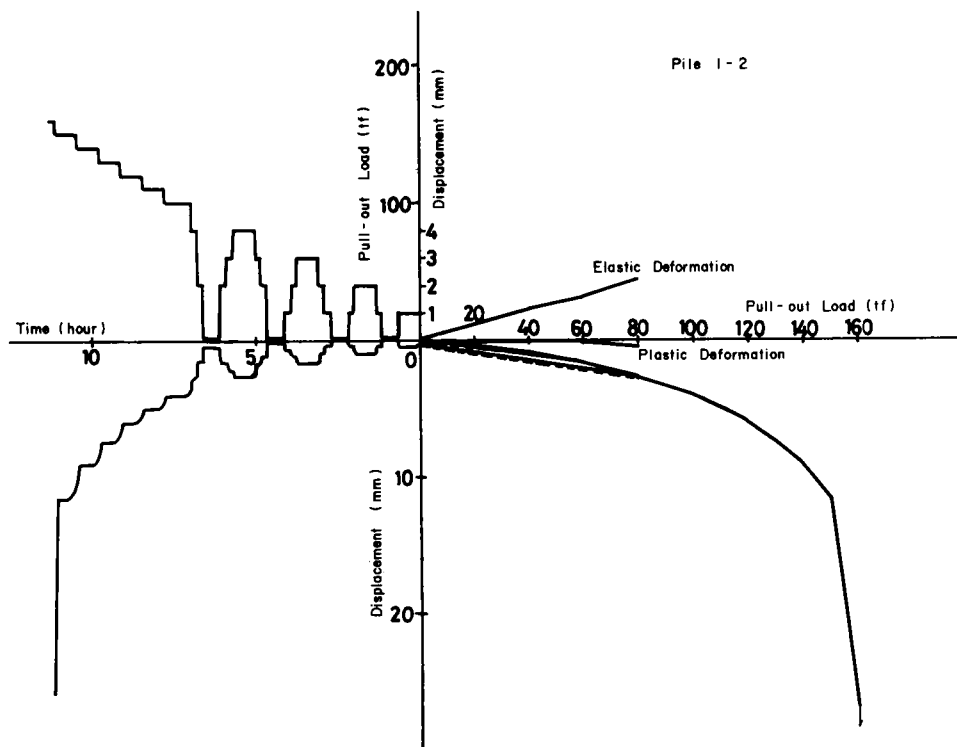
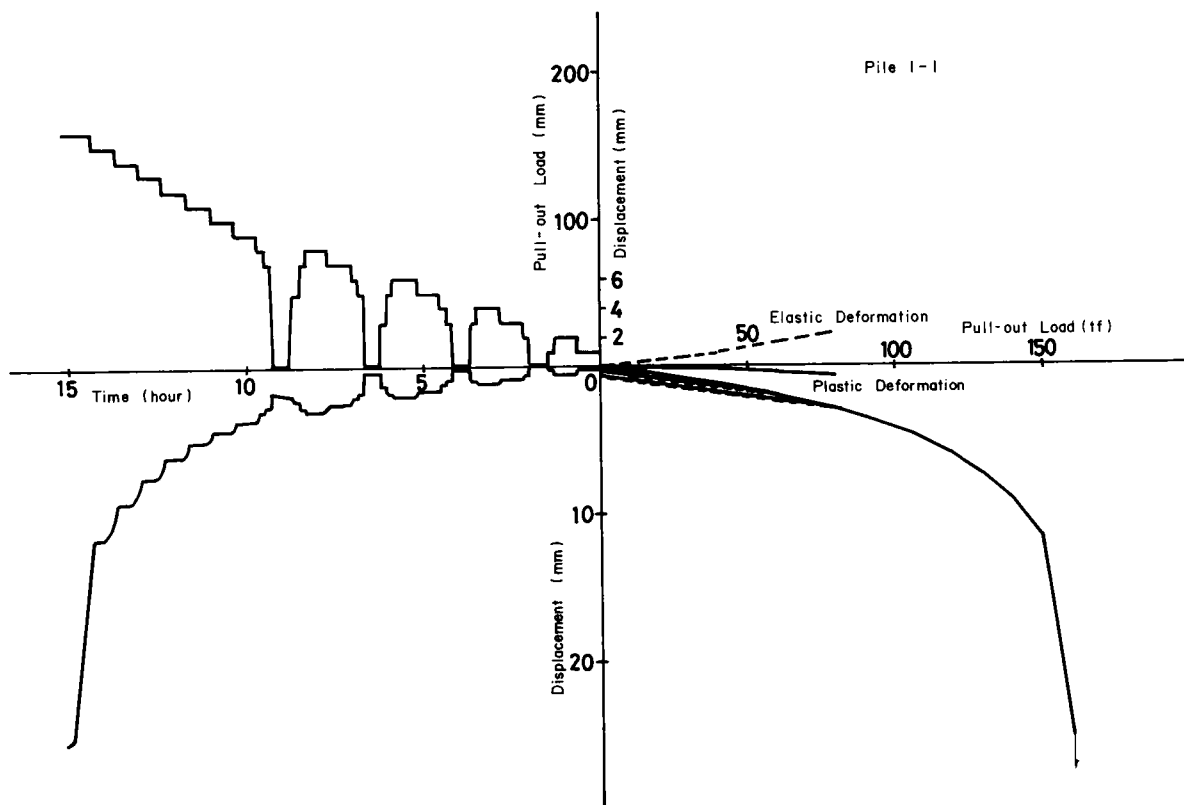


図 2 - 6 - 1 荷重～変位置～時間曲線

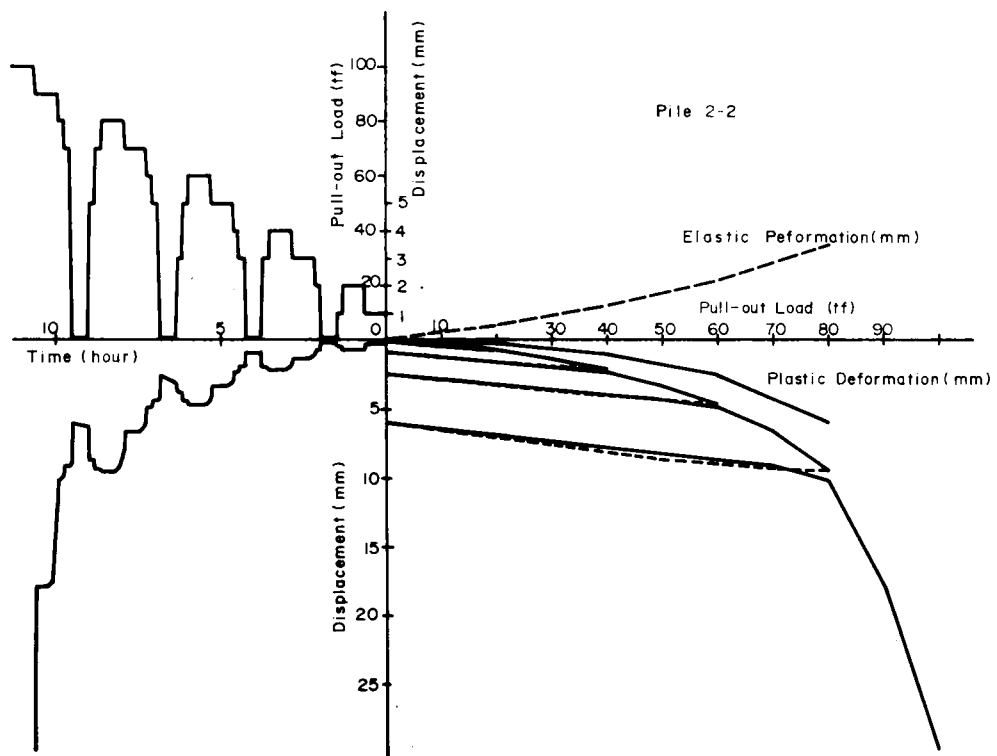
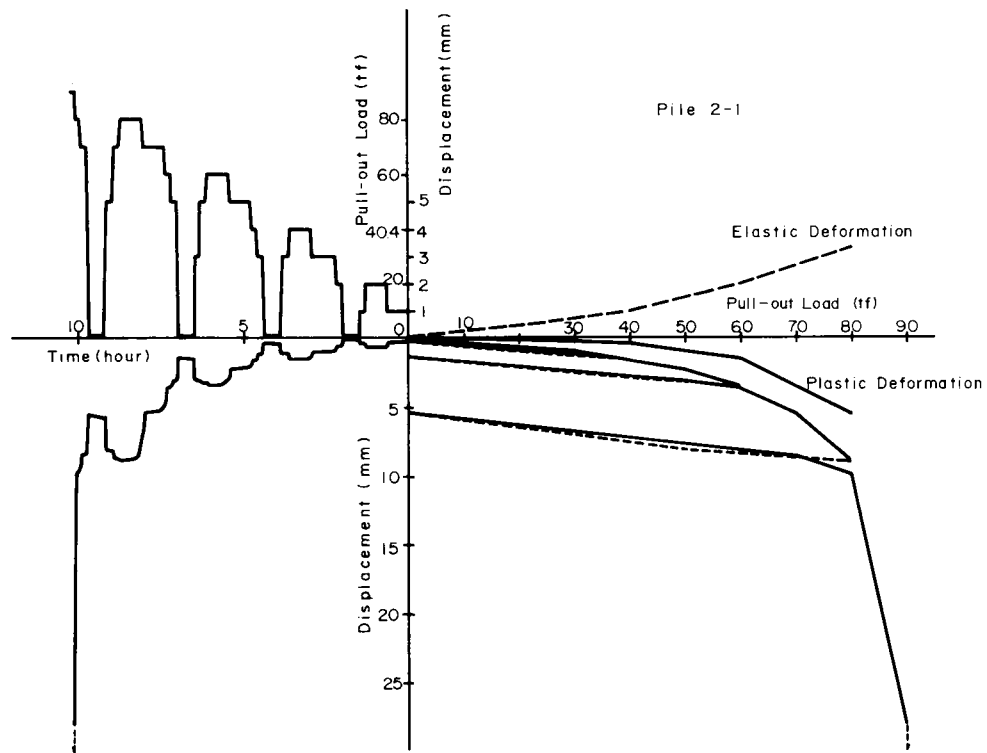


図 2-6-2 荷重～変位置～時間曲線

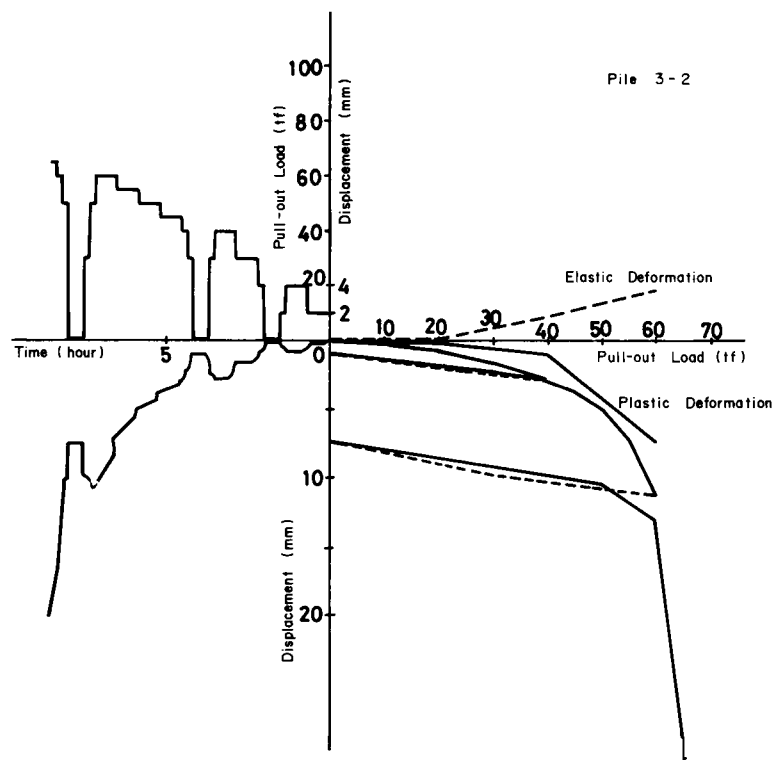
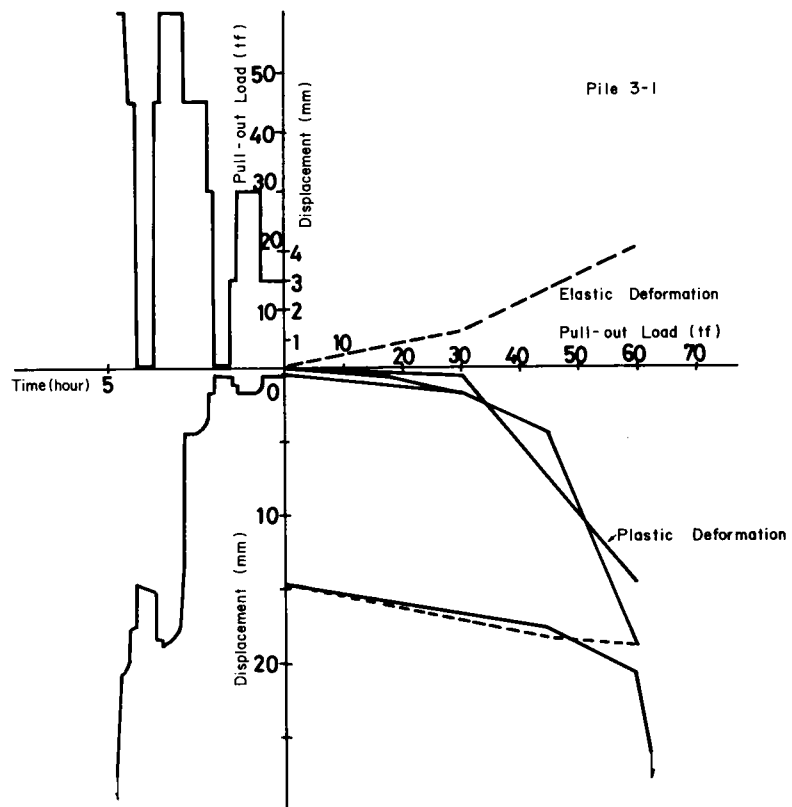


図 2-6-3 荷重～変位置～時間曲線

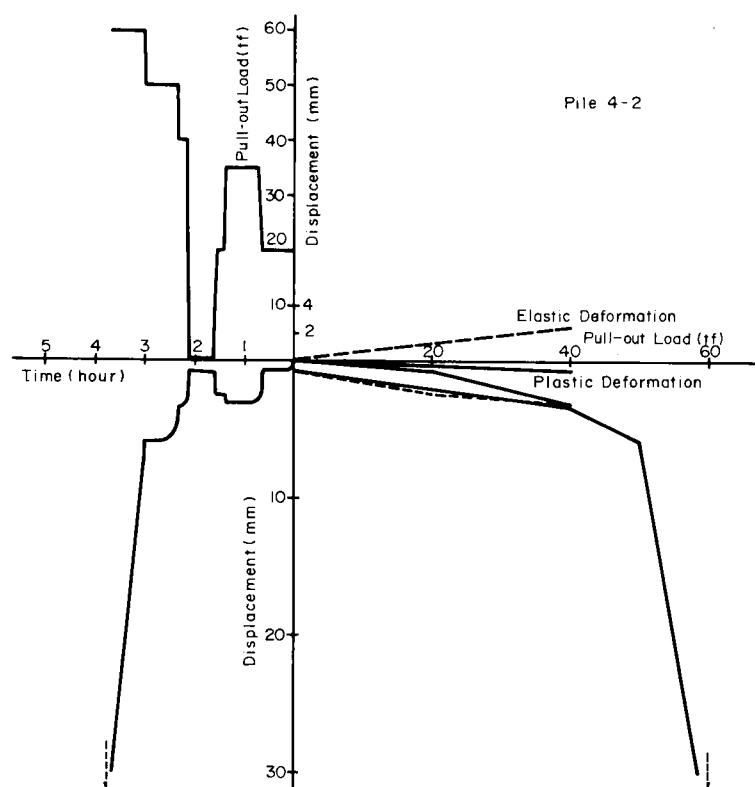
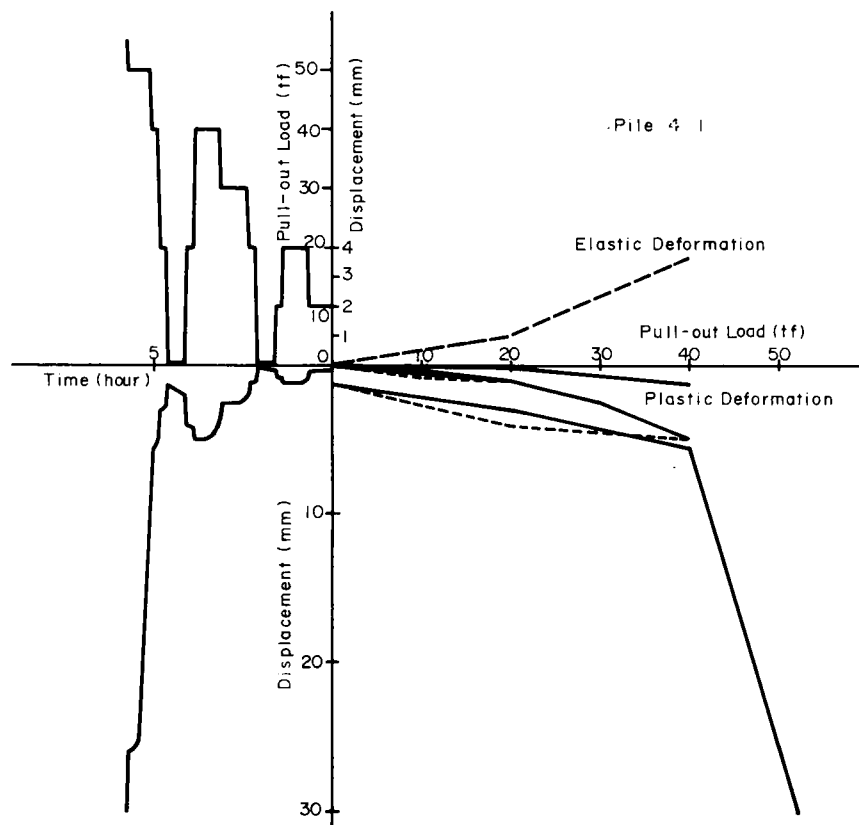


図 2 - 6 - 4 荷重～変位置～時間曲線

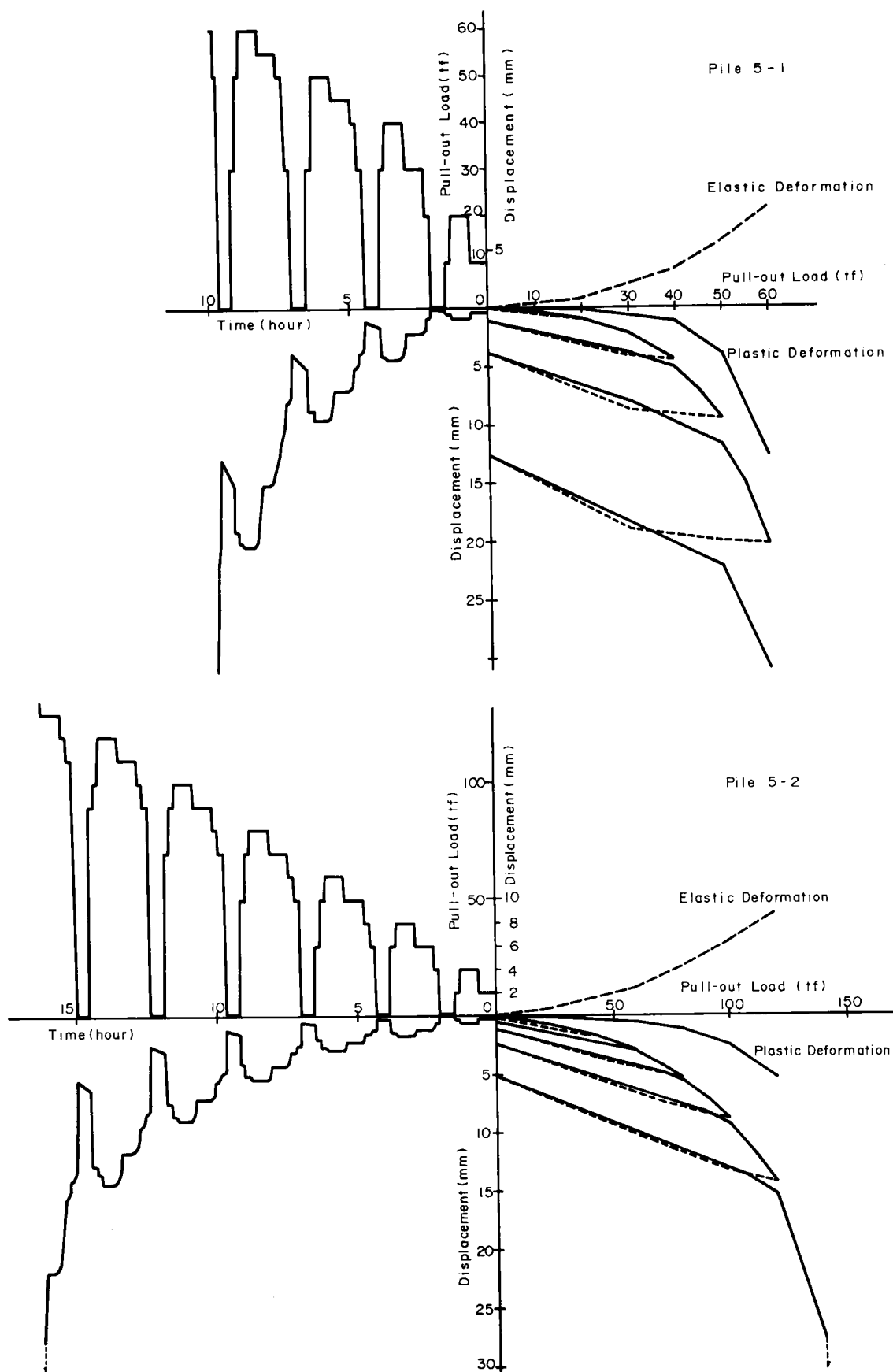


図 2 - 6 - 5 荷重～変位置～時間曲線

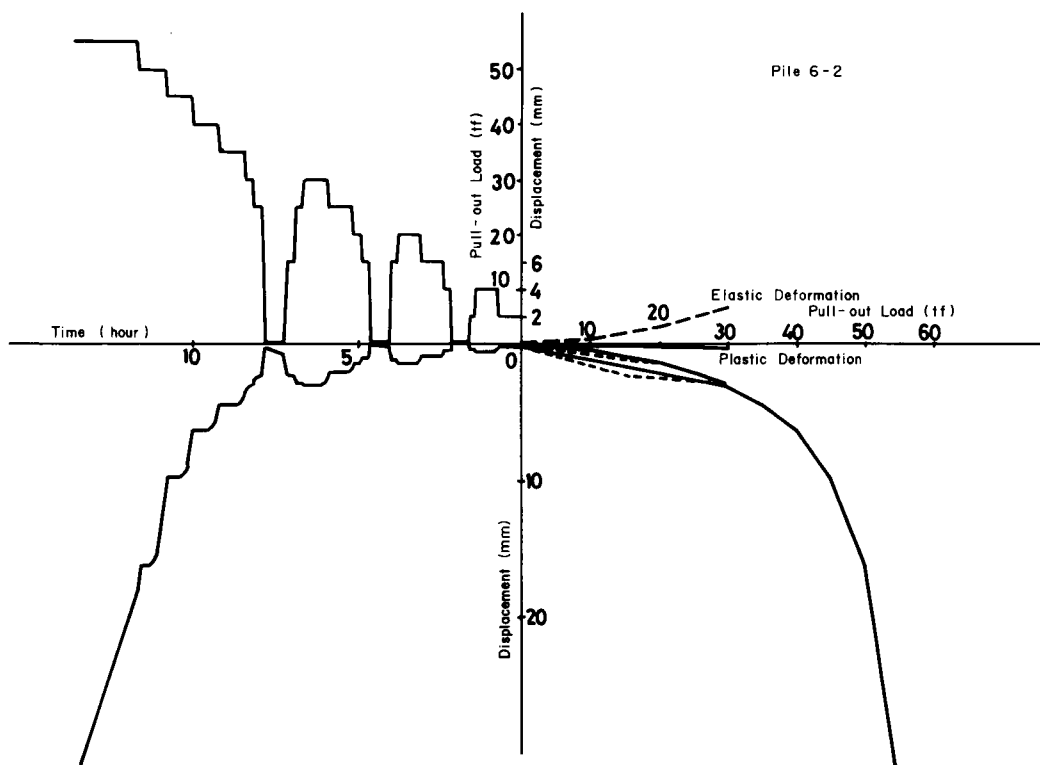
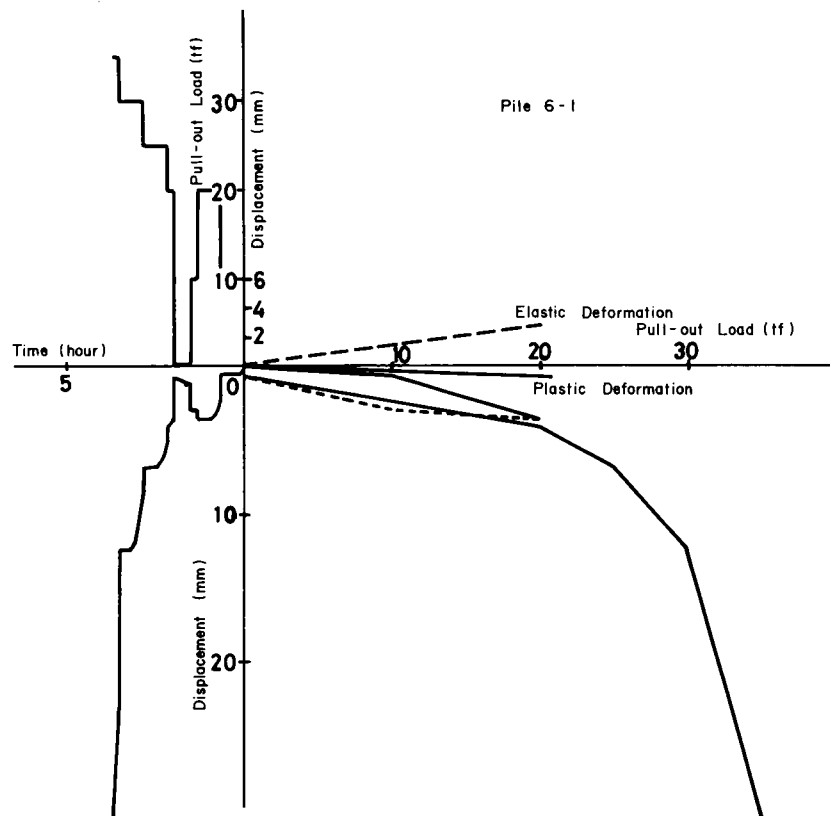


図 2 - 6 - 6 荷重～変位置～時間曲線



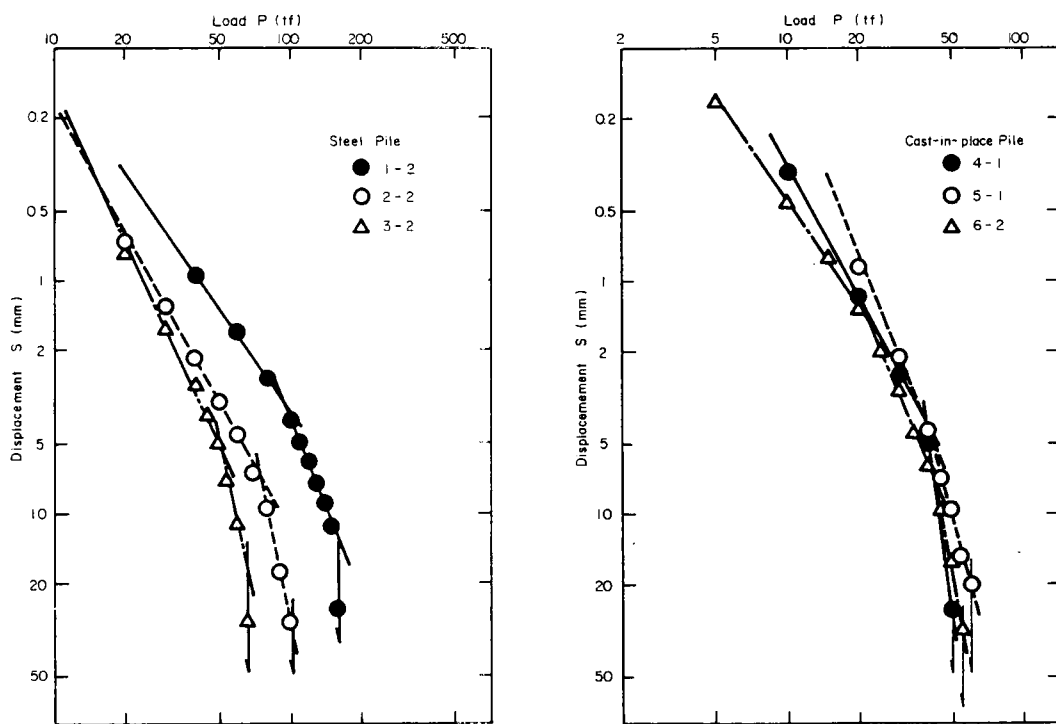


図 2-7  $\log P \sim \log S$  曲線

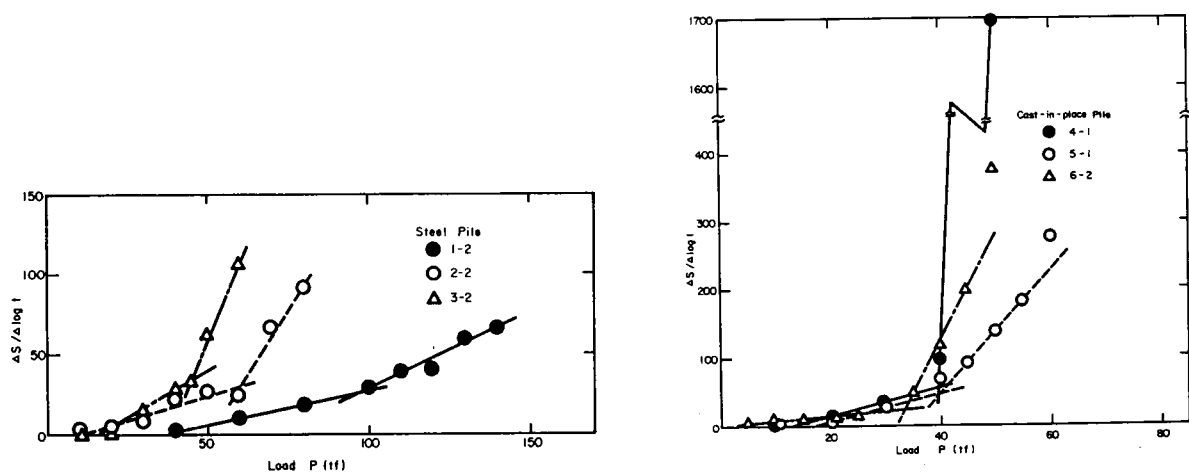


図 2-8  $\Delta S / \Delta \log t \sim P$  曲線

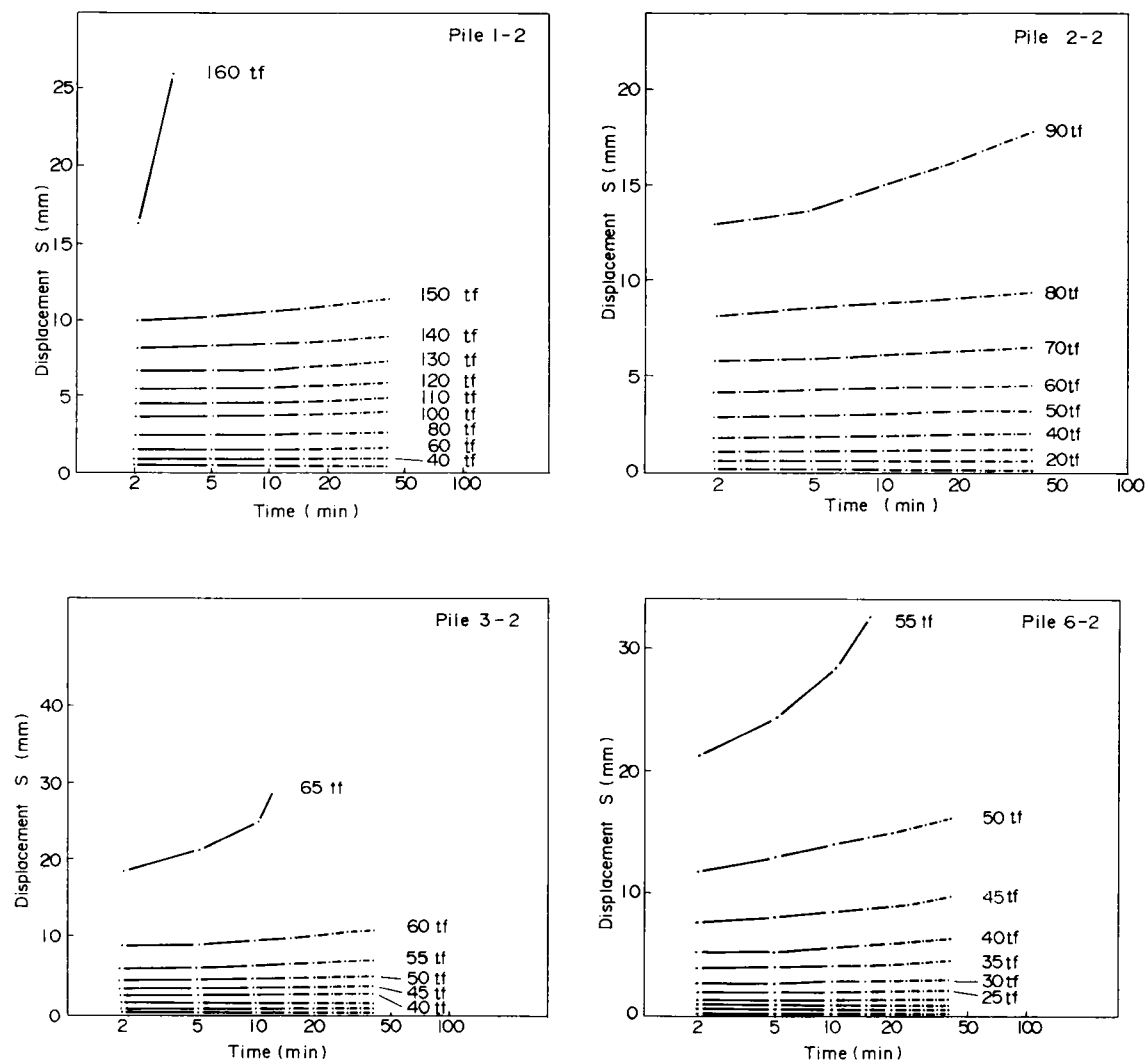


図 2-9  $s \sim \log t$  曲線

## 2.3 杭の引抜き抵抗の性状

### (1) 杭の引抜き時の周面摩擦力分布

鋼管杭の最大荷重時の軸力分布をまとめたのが図 2-10である。

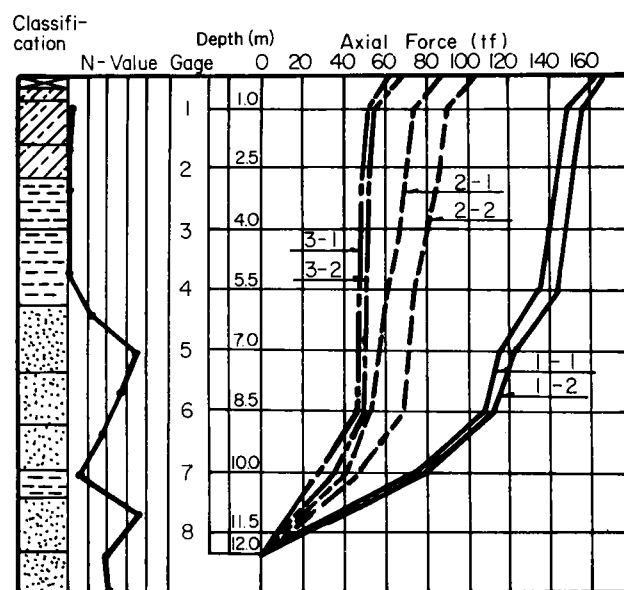


図 2-10 鋼管杭軸力分布

図に示すように、軸力分布は打込み工法→中掘り工法→埋込み工法となるに従って減少している。各杭について測点間の軸力より周面摩擦力を求めた結果を図 2-11 に示す。これによると粘性土の部分では各工法とも周面摩擦力は大きな差はないが、砂層の部分においては打込みに比べ、中掘りならびに埋込み工法によるものは周面摩擦力はかなり低下している。

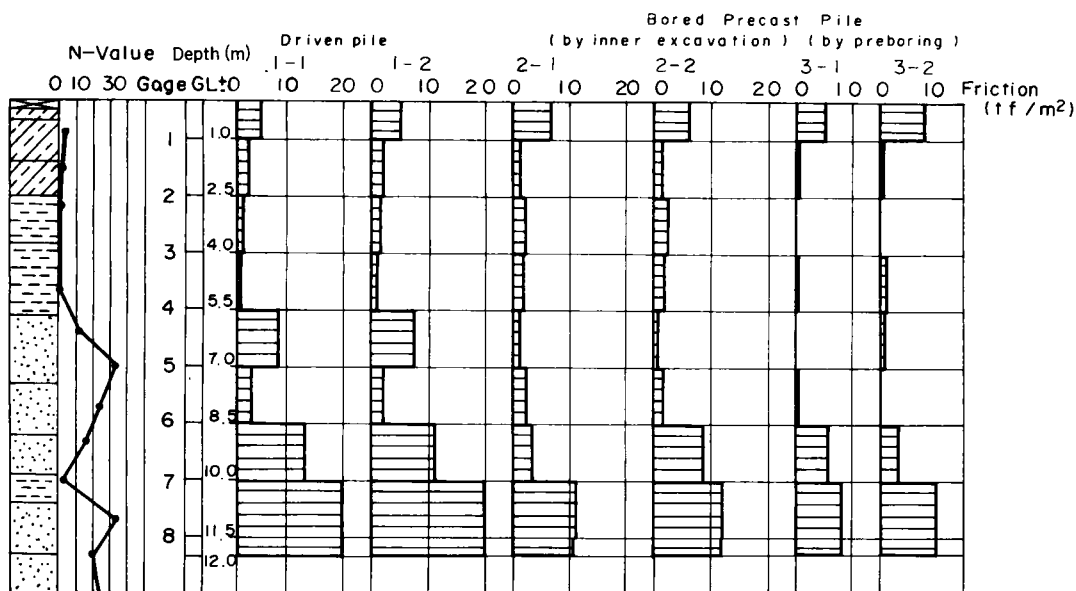


図 2-11 鋼管杭の周面摩擦力分布

GL-7～-8.5m区間は、地質データによると砂層であるが、杭周面摩擦力をみると一様に小さくなっており、粘土質を含んでいたものと推定される。一方、地表面付近は試験のための重機械の運行により相当締め固められており、その影響が出たものと思われる。

測定の完了後場所打ち杭を引抜いて確認したところ図 2-12 に示すように、所定の直径

| Pile No.       | 4 - 1         | 4 - 2 | 5 - 1 | 5 - 2 | 6 - 1 | 6 - 2 |
|----------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Soil type      | Diameter (mm) |       |       |       |       |       |
| 1.0 1500 Fill  | 510           | 530   | 500   | 500   | 500   | 500   |
| 2.0 1500 Clay  | 540           | 550   | 500   | 550   | 500   | 500   |
| 3.0 3000 Clay  |               |       | 500   | 550   | 500   | 500   |
| 4.0 3000 Clay  |               |       | 500   | 550   | 500   | 500   |
| 5.0 3000 Clay  | 525           | 530   | 500   | 500   | 500   | 500   |
| 6.0 2000 Sand  |               |       | 500   | 500   | 500   | 500   |
| 7.0 2000 Sand  | 500           | 510   | 500   | 500   | 500   | 500   |
| 8.0 1500 Clay  | 500           | 500   | 500   | 500   | 500   | 500   |
| 9.0 1500 Sand  | 500           | 500   | 500   | 500   | 500   | 500   |
| 10.0 1000 Sand | 500           | 500   | 500   | 500   | 300   | 500   |
| 11.0 1000 Sand | 410           | 450   | 500   | 500   |       | 450   |
| 12.0 1000 Sand | 0             | 0     | 500   |       | 300   | 0     |
|                |               |       |       |       | 0     |       |

図 2-12 場所打ち杭実測形状

500mmに対して仕上がり径がばらつきを示しており、とくにPIP工法以外は先端部分が形成されていなかった。これは杭径が細かったこと、先端部の砂層が崩れやすかったこと、地下水位が高いことなどが影響したものと考えられる。先端部の問題については施工中から想定されており、アースオーガー工法による杭4-1および4-2は再施工して試験を実施したものである。通常の場合打ち杭の直径は800mm以上とされており<sup>5)</sup>、細い径の杭のコンクリート打設に無理があったが、引抜き力を主体とした試験ということで継続にふみきったものである。図2-13に軸力分布を図2-14に杭周面摩擦力分布を示す。杭5-2については前述のように曲りが生じていたので参考値として示すものである。

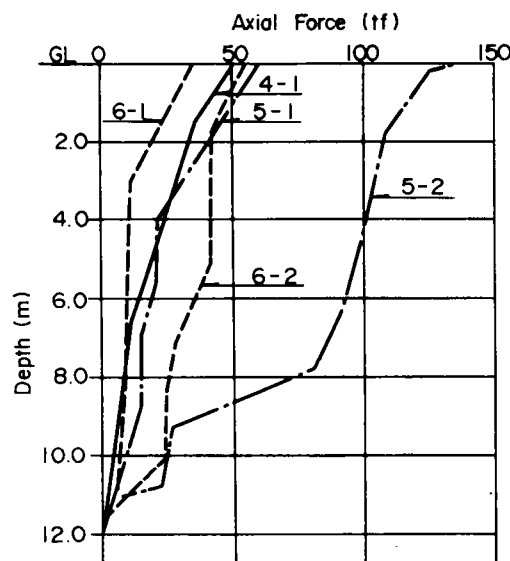


図 2-13 場所打ち杭の軸力分布

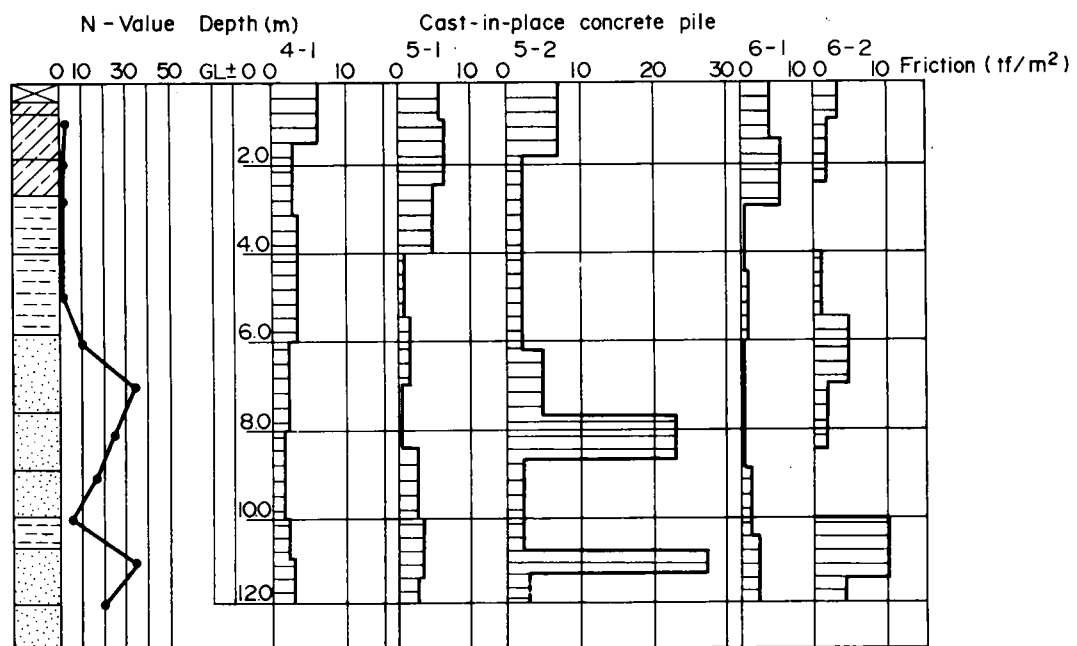


図 2-14 場所打ち杭の周面摩擦力分布

鋼管杭と比較すると、場所打ち杭の場合周面摩擦力は粘性土中で大きく、砂層部分で少ない。

## (2) 周面摩擦力とN値との関係

表 2-8 に杭の引抜きならびに押込み時の最大周面摩擦力を示す。図 2-11 および図 2-14 で鋼管杭ならびに場所打ち杭の周面摩擦力を各測定点別に示したが、地盤のN値との関係を見るとばらつきが多い。そこで地表より -5.8m 付近までの粘性土層と、-5.8 ~ -12.0m の砂質土層とに大別して平均周面摩擦力を求めた。この表から場所打ち杭の砂質土層中の周面摩擦力が小さいことが判かる。これは前述のように、杭の直径が細かったため砂層中の施工が困難で杭の仕上り形状に不備があったことが原因である。同表から実測最大周面摩擦力とN値との関係は次のように近似できる。

$$\text{鋼管杭、場所打ち杭： } f_c \approx 2N \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (2-1)$$

$$\text{鋼管の打ち込み杭： } f_s \approx 0.5N \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (2-2)$$

$$\text{鋼管の埋込み杭： } f_s \approx 0.2N \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (2-3)$$

$$\text{場所打ち杭： } f_s \approx (0.1 \sim 0.2) N \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (2-4)$$

$f_c$  : 粘性土層の最大周面摩擦力 (tf/m<sup>2</sup>)

$f_s$  : 砂質土層の最大周面摩擦力 (tf/m<sup>2</sup>)

$N$  : 各層の平均N値

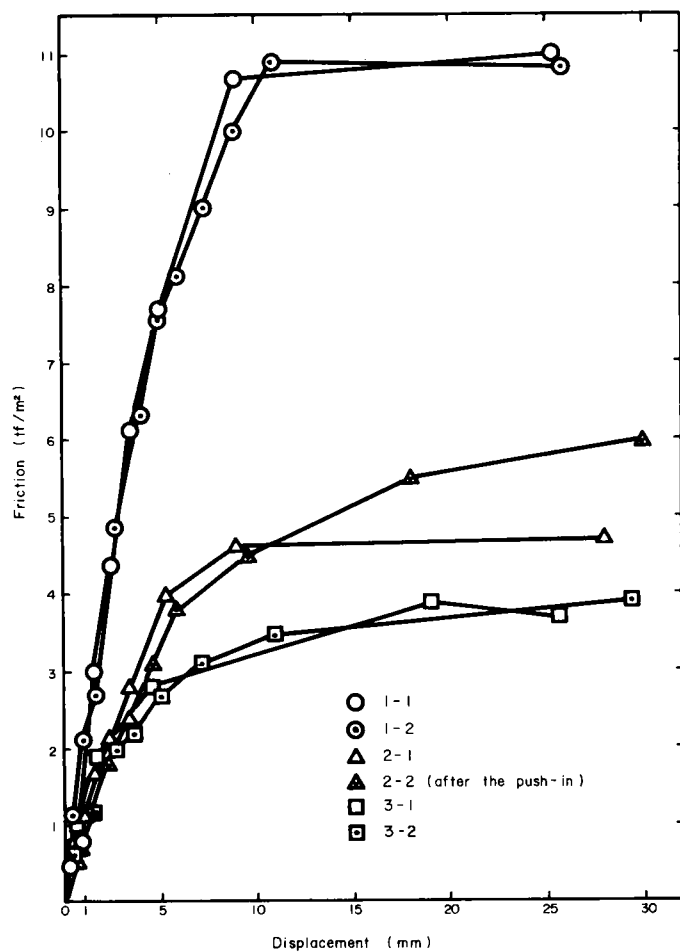
表 2-8 周面摩擦力

| Test             | Pile type                   |                           | Pile No. | Skin friction (tf/m <sup>2</sup> ) |            | Soil details  |
|------------------|-----------------------------|---------------------------|----------|------------------------------------|------------|---|
|                  |                             |                           |          | Clayey soil                        | Sandy soil |   |
| Pull-out         | Steel pipe                  | Driven                    | 1-1      | 2.5                                | 11.0       | Clayey soil<br>(Ground surface<br>~ -5.8 m)<br>N-Value 2~0<br>Qu 5.78tf/m <sup>2</sup><br><br>Sandy soil (-5.8<br>~-12.0m)<br>N-Value 19 (mean) |
|                  |                             |                           | 1-2      | 3.1                                | 10.8       |   |
|                  |                             | Inner excavation          | 2-1      | 3.2                                | 4.7        |   |
|                  |                             |                           | 2-2      | 2.6                                | 6.0        |   |
|                  |                             | Preboring                 | 3-1      | 1.7                                | 3.7        |   |
|                  |                             |                           | 3-2      | 1.7                                | 3.9        |   |
|                  | Cast-in-place concrete pile | Earth auger               | 4-1      | 2.9                                | 2.9        |   |
|                  |                             | Cast-in-place mortal pile | 5-1      | 4.6                                | 2.0        |   |
|                  |                             |                           | 5-2      | (4.1)                              | (10.1)     |   |
|                  |                             | Overall casing method     | 6-1      | 1.9                                | 2.5        |   |
|                  |                             |                           | 6-2      | 2.0                                | 4.0        |   |
| Vertical loading | Steel pipe                  | Inner excavation          | 2-2      | 2.7                                | 7.6        |   |
|                  |                             | Preboring                 | 3-2      | 2.7                                | 2.7        |   |

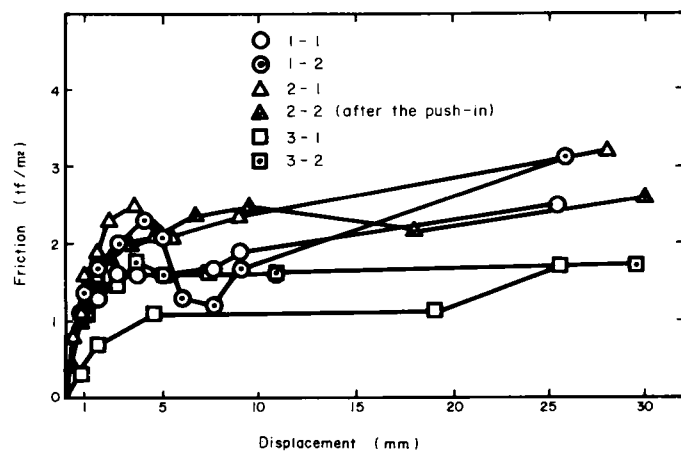
## (3) 周面摩擦力と変位との関係

杭の引抜き時の周面摩擦力と変位との関係を図 2-15 および 2-16 に示す。これは粘性土層ならびに砂質土層における軸力から平均周面摩擦力を求め、杭の変位との関係を表わしたものである。

砂質土中においては、鋼管杭および場所打ち杭とも工法に関係なく杭の変位 5 ~ 10mm で摩擦力は最大値近くに達している。粘性土中においては、鋼管杭は押込み試験を行った後に引抜いた中掘り杭 2-2 を除いてどの杭も変位 4 mm 程度まで周面摩擦力はほぼ直線的に増加し、その後は変位が増すと一旦減少する傾向を示した後漸増して最大値に達している。場所打ち杭は粘性土中では PIP 工法の場合を除き約 5 mm で最大値近くなり、以後変位とともに微増している。PIP 工法は砂質土中で摩擦力が小さく、逆に粘性土中で他の杭よりも著しく大きな値を示している。

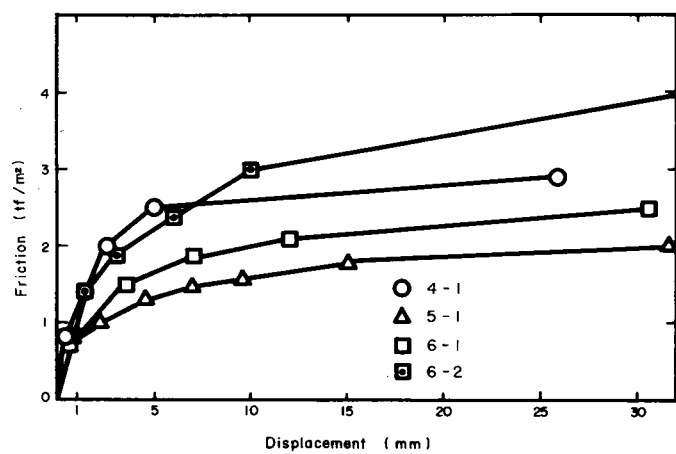


a 砂質土層

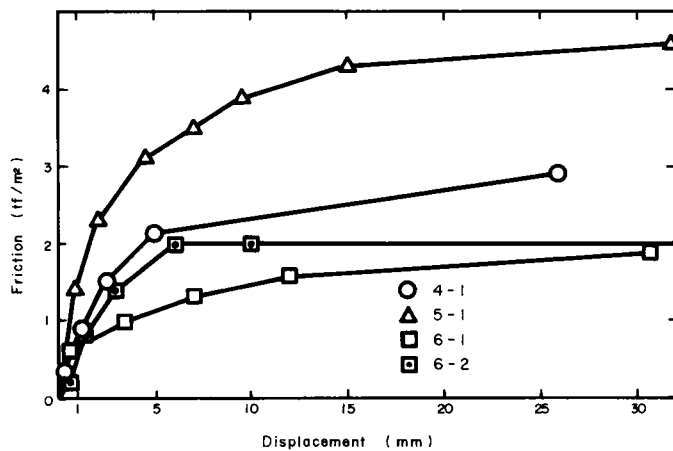


b 粘性土層

図 2-15 鋼管杭の引抜き時の周面摩擦力和変位



a 砂質土層



b 粘性土層

図 2-16 場所打ち杭の引抜き時の周面摩擦力和変位

以上のことからN値10～30程度の砂質土における周面摩擦力は、排土杭である打込み杭については大きく、中掘り、プレボーリング（非排土杭）では小さくなる傾向にあることが判る。一方粘性土については工法による差異は余り認められない。

坂口<sup>6)</sup>は場所打ち杭の押込み支持力に関し、周面摩擦力と先端支持力について検討した結果周面摩擦力は砂質土、粘性土の別および周面摩擦力の最大値（地盤の強さ）の差ならびに杭の施工方法の差にあまり関係せず相対変位量10～20mmでほぼ最大値に達していると報告している。上記の試験結果によると引抜き抵抗力的場合もこれと同じ傾向を示している。

#### （４）杭の引抜き時の地表面変位分布

杭の引抜きに伴う地表面の変位を図2-17に示す。同図には荷重段階ごとの地表面の変位とそれぞれの荷重を0に下げた時の地表面の戻りの状況を示している。なお、荷重に対応した杭の変位を数字で付記した。

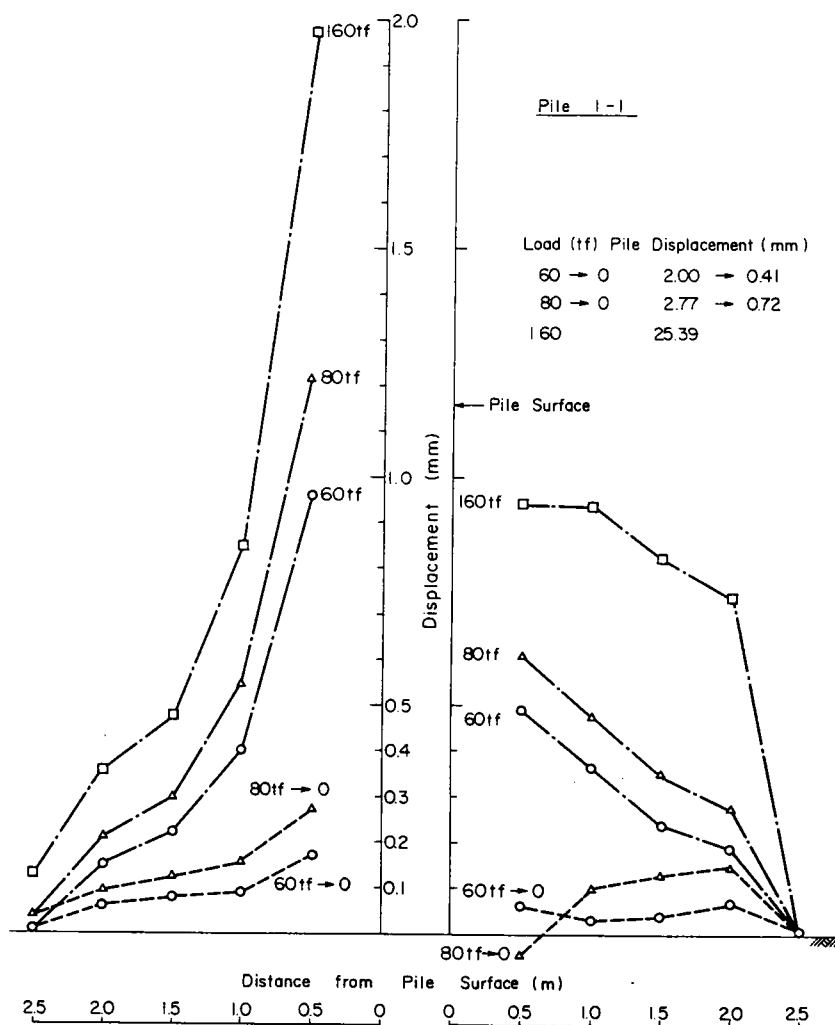


図2-17-1 荷重と地表面変位



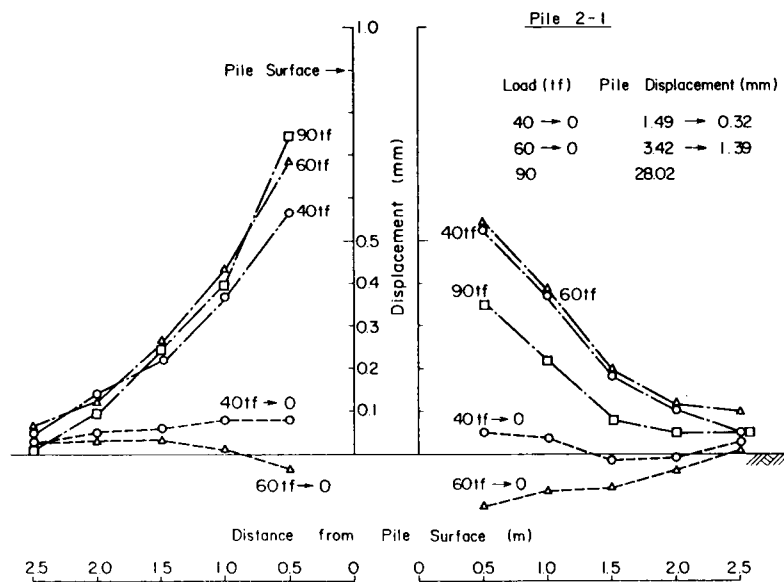


図 2-17-2 荷重と地表面変位

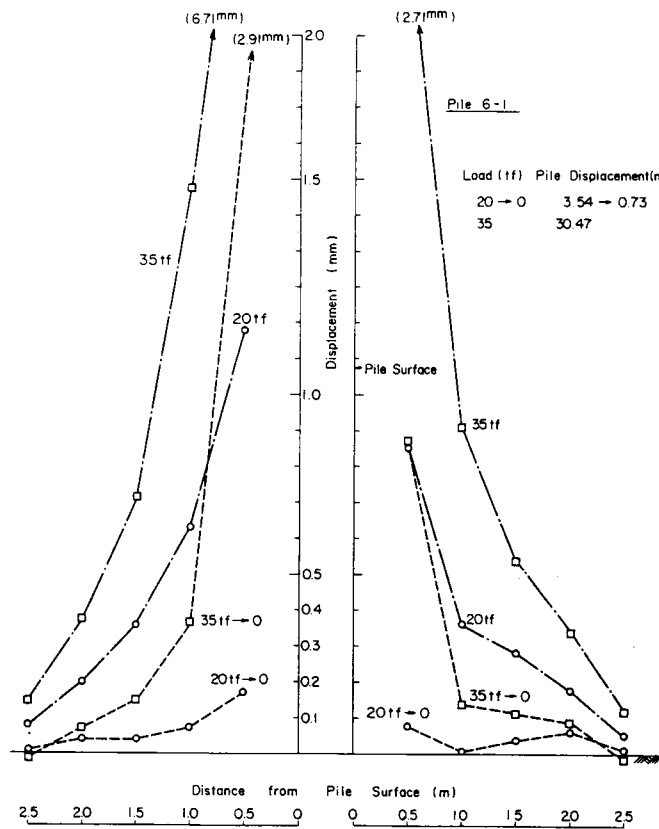


図 2-17-3 荷重と地表面変位

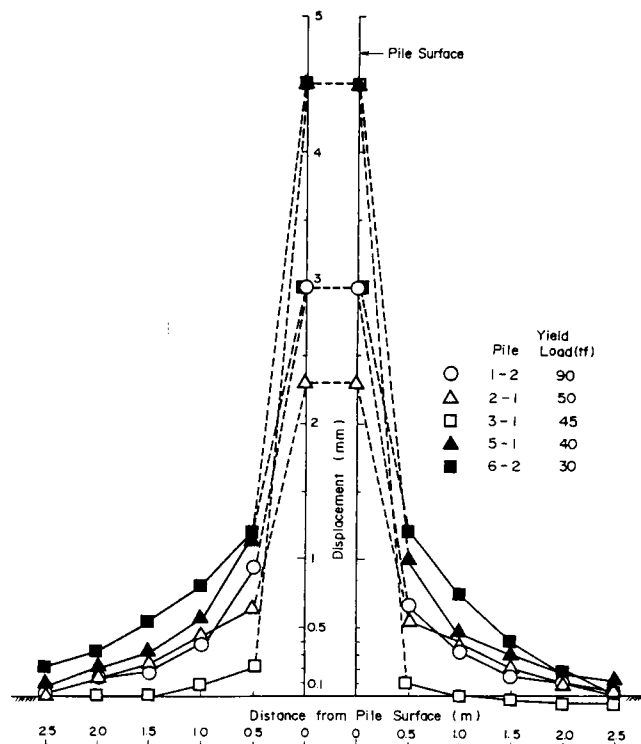


図 2-18 降状荷重と地表面変位

図 2-18は各杭が降伏荷重に達した時の地表面の変位と杭の変位とを表わしたものである。これらの図より、杭の引抜き時の地表面変位に関しては次のことが判った。

- 杭の種別および工法ならびに荷重に関係なく杭の引抜き時の地表面変位は、杭表面より 1 D以内が大きく、それより離れると急激に減少している。
- 各杭とも引抜き時の地表面への影響範囲は杭の側面より 5 D程度までである。
- 鋼管杭と場所打ち杭とを比較すると場所打ち杭の方が載荷重が少ないにもかかわらず地表面変位は大きい。
- 鋼管の打込み杭、埋込み杭は最大荷重時でも、杭から 1 D離れたところで 1 ～ 2 mmの変位であるが、場所打ち杭の場合は 6.7mmと大きな値を示している。
- 降伏荷重時の地表面変位は杭より 1 D離れたところで各杭とも 1 mm程度以下となっている。
- 降伏荷重以内であれば、荷重を 0 に戻した場合地表面の変位もほぼ原型に復している。

以上のことから、施工方法に関係なく杭が引抜かれる時の影響は杭径以内の杭近傍の地盤に大きく現われ、また場所打ち杭は影響範囲が多少広い傾向を示すことなどが判明した。

## 2.4 引抜きと押込みとの比較

杭の引抜き時と押込み時における杭および周辺地盤の挙動を比較するために、鋼管の中掘り工法による杭2-2およびプレボーリング工法による杭3-2について押込み載荷試験を実施した。なお、杭2-2は押込みを先行し、その後33日を経過して引抜き試験を行い、杭3-2は引抜き試験後106日を経て押込み試験を行ったものである。押込み試験の計測項目は、表2-2に示すように、引抜きの場合と同一にし、載荷方法も引抜き試験に準じた。

### (1) 測定結果

杭2-2および3-2の荷重-沈下量-時間曲線を図2-19に、杭2-2のlogP-logS曲線を図2-20（同図中に杭2-1の引抜き時の値を記入）に、 $\Delta s / \Delta \log t$ -P曲線を図2-21に、S-logt曲線を図2-22に、また、地表面変位を図2-23に示す。これらの図に示す押込み試験の結果は、いずれも引抜き試験で得られたものと良く似た傾向を示している。

（図2-6～2-9参照）

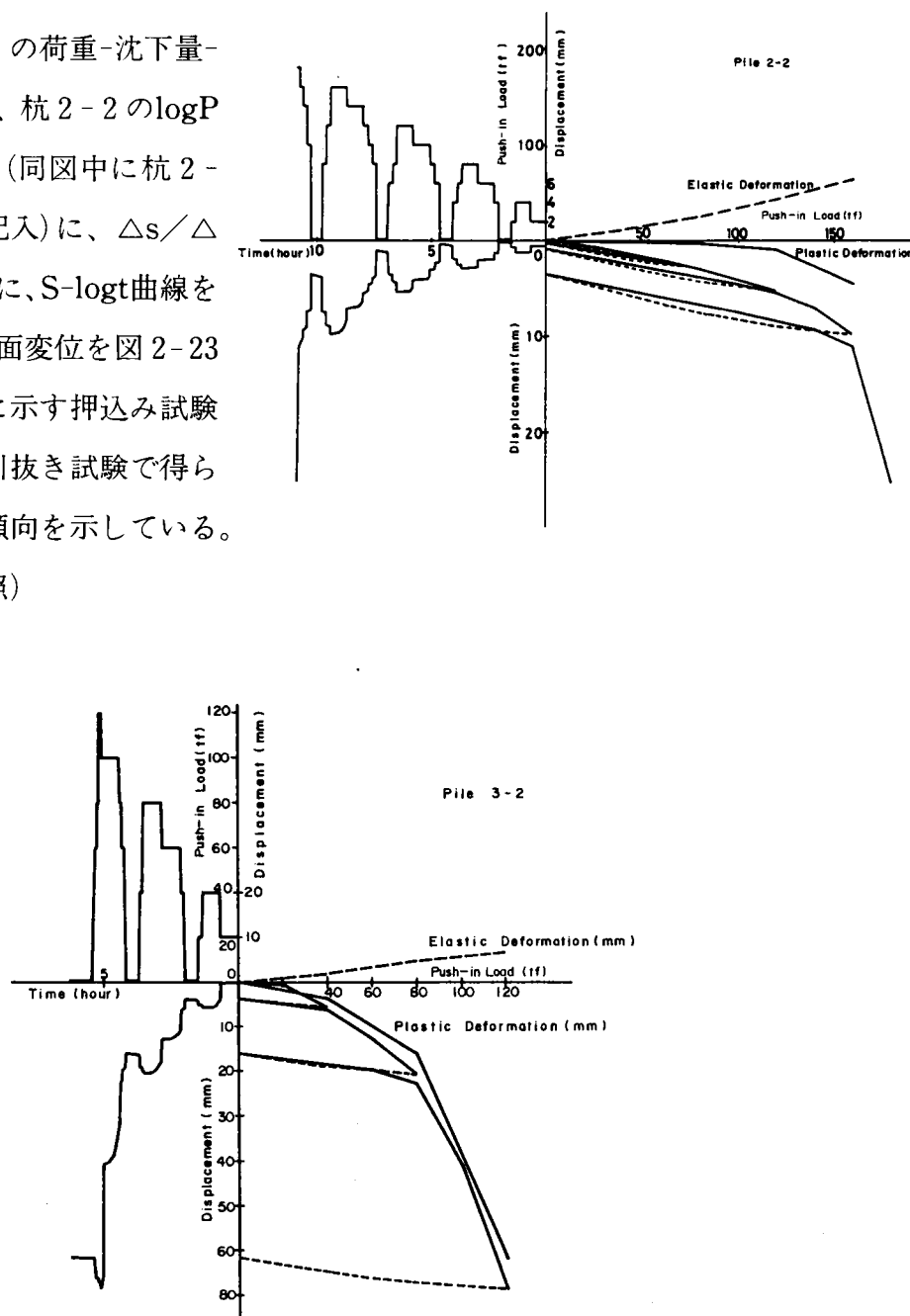


図2-19 鉛直載荷、荷重-沈下量-時間曲線

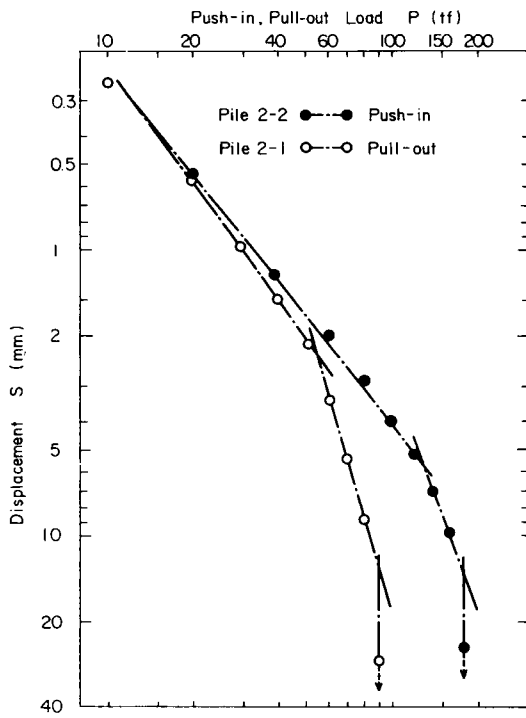


図 2-20 押込み、引抜き  $\log P$ - $\log S$  曲線

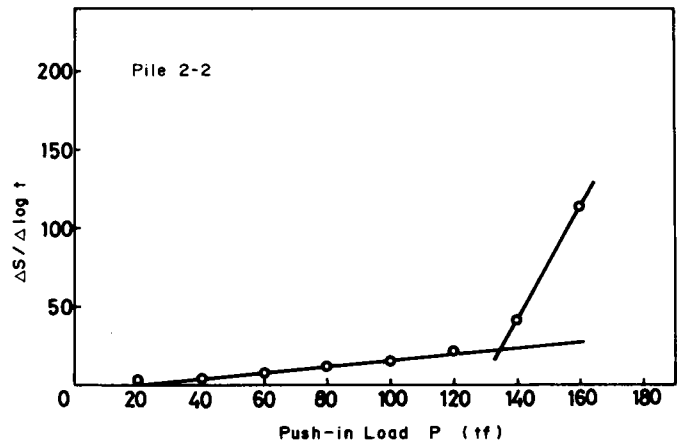


図 2-21 鉛直載荷、 $\Delta s / \Delta \log t$ - $p$  曲線

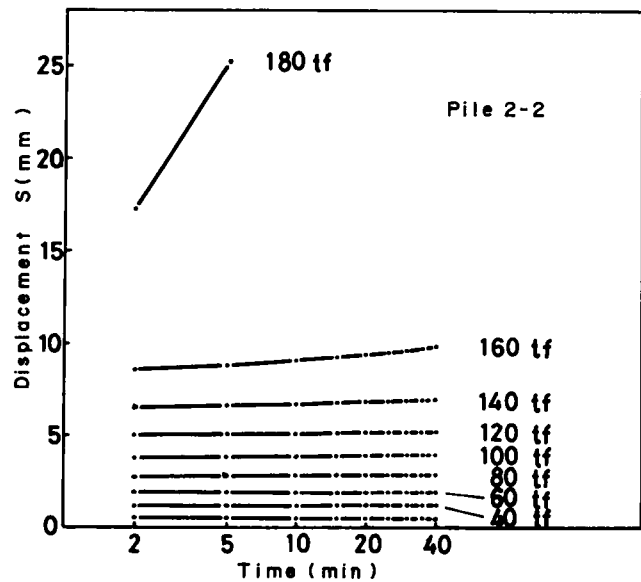


図 2-22 鉛直載荷、 $s$ - $\log t$  曲線

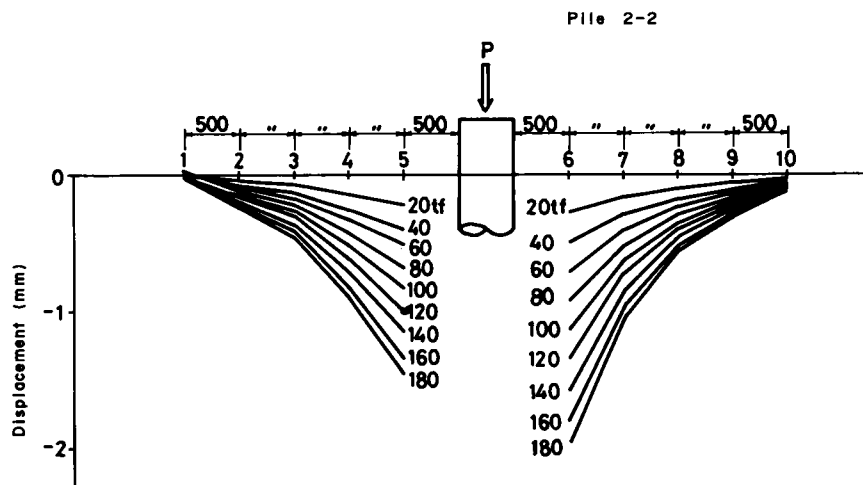


図 2-23 中掘り杭、押込み時の地表面変位

## (2) 引抜きと押込みの比較

鋼管の中掘り杭（2-1、2-2）について、引抜きと押込み荷重と杭の変位との関係を考察してみる。図2-24は、杭2-2の押込みの場合の全荷重と全荷重より先端抵抗を除いた値、および、杭2-2より4m離れた個所に設置された杭2-1の引抜き荷重ならびに、杭2-2の引抜き荷重、すなわち、杭周面摩擦抵抗による荷重を比較したものである。この図から以下の点が指摘できる。

- 中掘り杭の引抜き抵抗の最大値は、押込み支持力の最大値の約1/2である。
- 中掘り杭2-2の押込み支持力のうち、杭先端部の軸力を取り除いた杭周面が負担する荷重（摩擦抵抗）は押込み支持力の約70%である。
- 杭2-2と杭2-1の引抜き荷重は概ね同じ値を示している。すなわち、この地盤では押込み後33日経過すれば、摩擦力の低下は余りないことが判る。
- 荷重50tf程度、すなわち杭の変位2mmまでは、引抜きと押込みの摩擦抵抗とはほぼ同じ値を示している。この荷重50tfは杭2-1の降伏荷重に相当する。（表2-6参照）

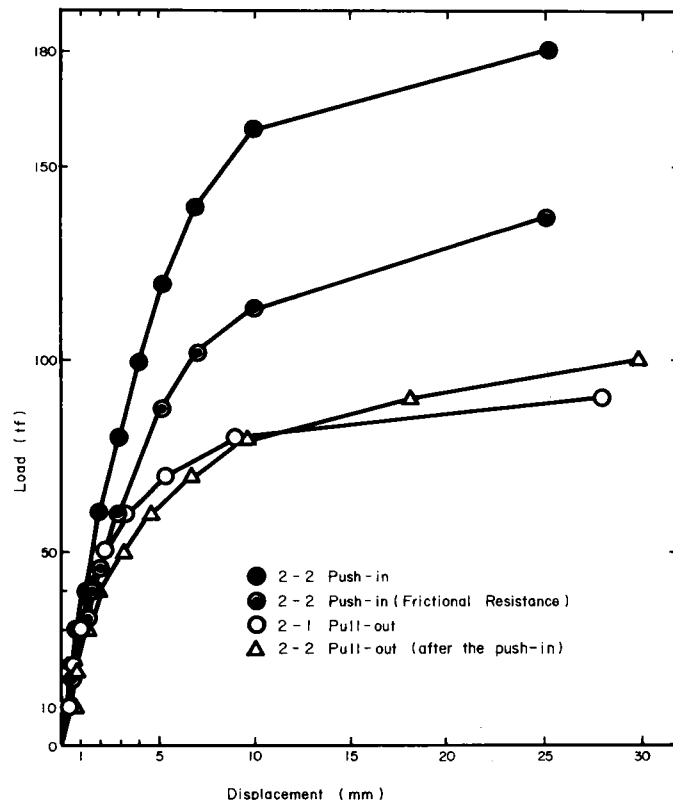


図2-24 中掘り杭の引抜き時と押込み時の荷重と変位

図2-25は鋼管のプレーボーリング工法による杭3-2の押込みの場合の全荷重より先端抵抗を除いた値、および、杭3-2より4m離れた個所に設置された杭3-1の引抜き荷重ならびに杭3-2の引抜き荷重、すなわち杭周面摩擦抵抗による荷重を比較したものである。この図からは次が指摘される。

- プレーボーリング杭の引抜き抵抗の最大値は、押込み支持力の最大値の約1/2である。
- 杭3-2は変位が大きく、最大押込み量が68.3mmで最大荷重(120tf)に達している。杭は引抜き時に約30mm上方に変位しており、初期の押込み荷重時には杭先端は支持地盤に貫入されていない状態にあったと考えられる。したがって、杭先端抵抗を取り除いた荷重曲線は変位5mm程度まで全荷重を負担しており、ほとんど周面摩擦力で抵抗している。この周面摩擦で負担される荷重の最大値は引抜き荷重の最大値の約80%程度の値を示している。
- 荷重30tf程度、杭の変位2mm程度までは、引抜きと押込み時の周面抵抗はほぼ同じ値

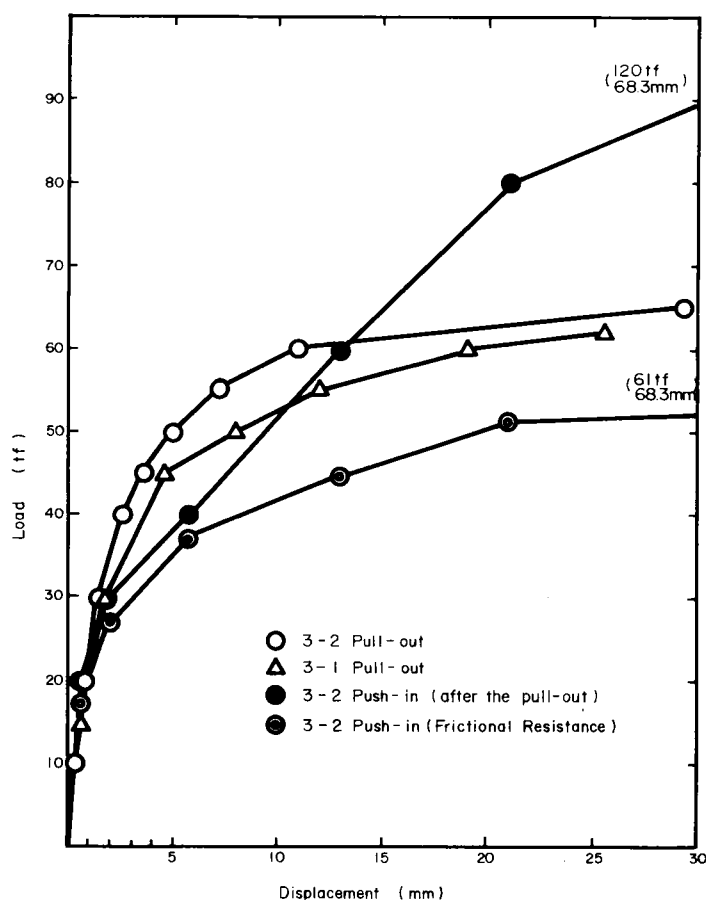


図2-25 プレーボーリング杭の引抜き時と押込み時の荷重と変位

を示している。この荷重30tfは杭3-1の降伏荷重43tfを下回ってはいるが、許容荷重21tfを超えている。(表2-7参照)

図2-26は中掘り杭ならびにプレーボーリング杭の摩擦抵抗と変位の関係を砂質土と粘性土とに分けて示したものである。この図から次のことがいえる。

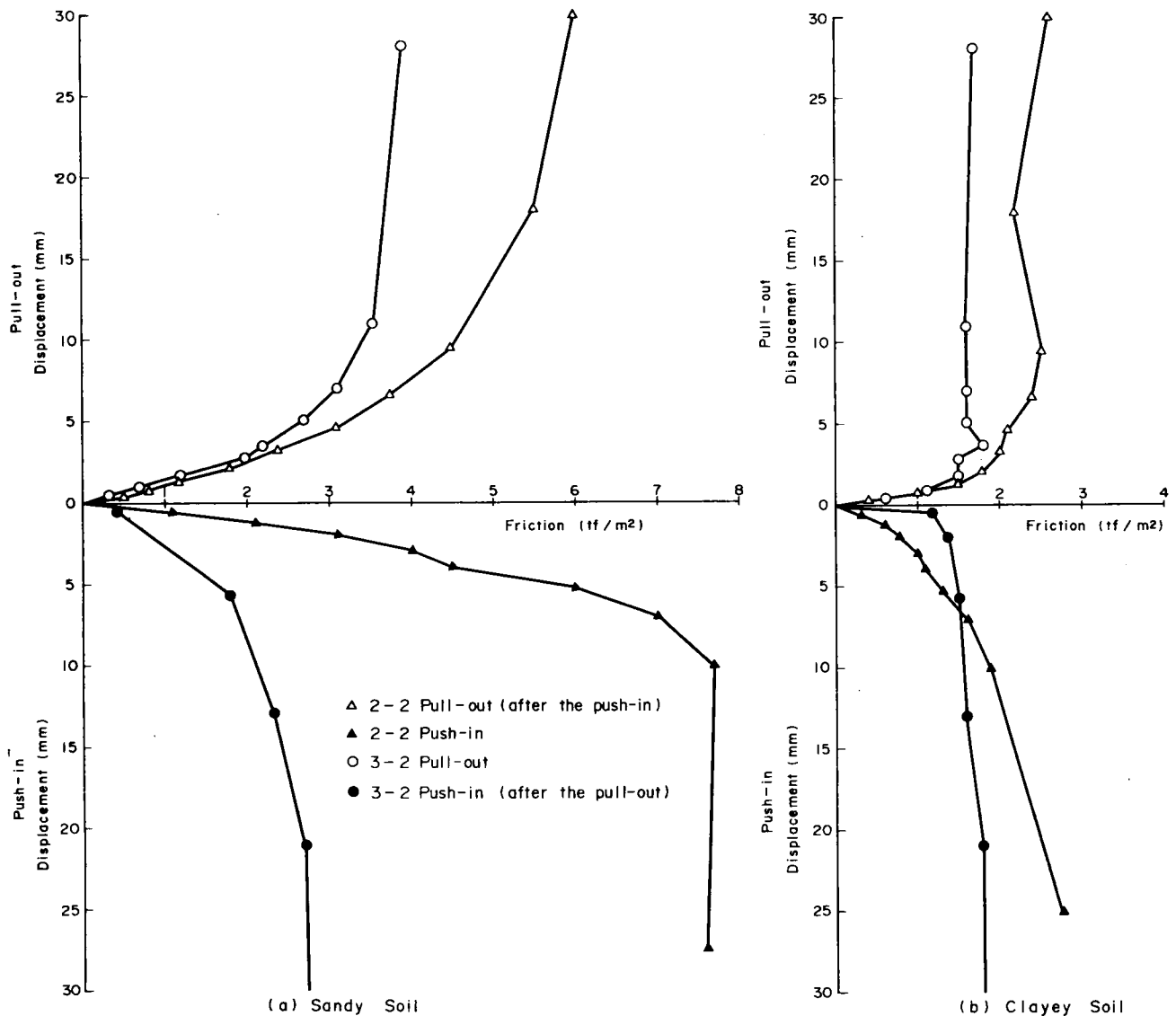


図2-26 埋込み杭の引抜き時と押込み時の摩擦力と変位

#### a. 砂質土

中掘り杭においては押込み時の周面摩擦力が大きく、引抜き時は押込み時の約80%である。プレーボーリング杭では引抜き時の摩擦力が大きく押込み時は引抜き時の約70%となっている。すなわち、以前に押込みまたは引抜き力を与え変形させた後の周面摩擦力は低下する傾向を示す。

#### b. 粘性土

中掘り杭は変位の小さいレベルでの押込み時の周面摩擦力は小さいが、最大値は押込み、

引抜きともほぼ同じである。プレーボーリング杭は初期の段階からほぼ同じである。すなわち、粘性土においては一度変形を与え地盤にすべりを生じさせた後でも、変形後30日以上経過すれば地盤の強度は回復する。

以上のことから、砂質土においては地盤が一度破壊されると強度は回復しないものの、押込みと引抜きとの杭の周面摩擦力には顕著な差異は認められない。また、粘性土においては一度破壊が生じた地盤であっても破壊後30日以上経過すれば強度は回復し、押込みと引抜きとの杭の周面摩擦力はほぼ等しいと考えてよい。

中掘り杭の引抜きと押し込み時の荷重と地表面変位ならびに杭の変位を図2-27に示す。(図中の破線は杭の表面から0.5m離れた地表の変位と杭の引抜き、または杭の押込みによる変位を結んだものである) この図から次のことがいえる。

- a. 引抜き、押込みとも荷重20tfまでは地表面の変位ならびに杭の変位ともほぼ対称になっている。引抜き荷重40tfで杭は約2mm引抜かれるが、地表面変位は杭の表面より0.5m(杭の直径1D相当)の個所で0.6mm程度である。また、押込み荷重60tfで杭は約2mm沈下し、地表面変位は杭表面より0.5m離れた個所で約0.6mmとなっている。
- b. 引抜きが進行しても地表面変位は、杭表面より0.5m以上離れた個所はほとんど変化がない。一方、杭の押込み量が増え、荷重が増加すると地表面の沈下はいくらか進行するが、荷重が最大値に達しても杭表面より0.5m離れたところで2mm以下であり、2.5m離れたところではほとんど沈下は認められない。

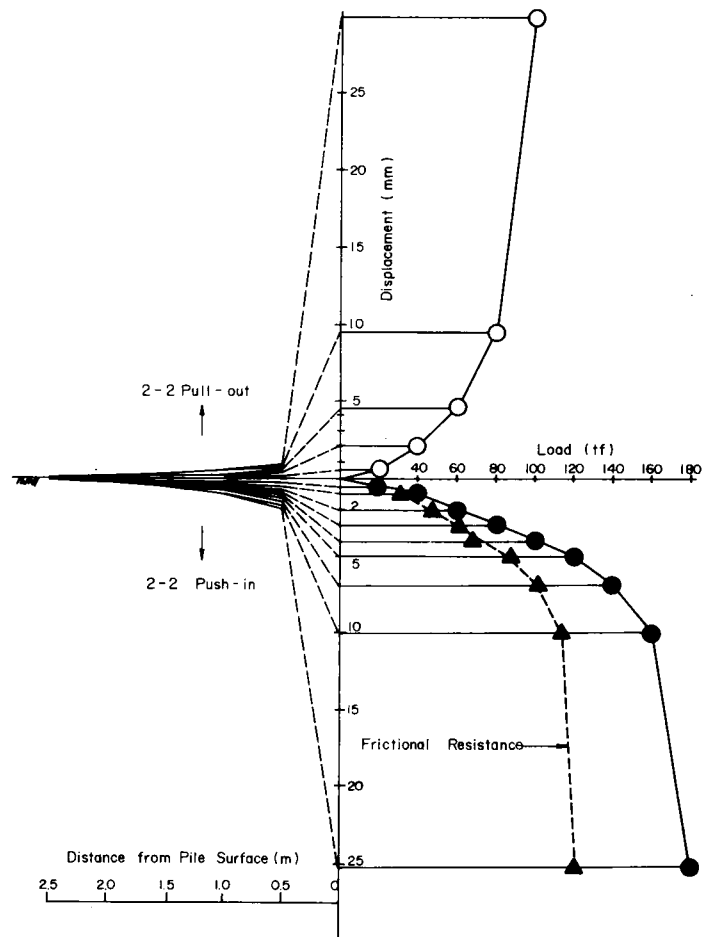


図2-27 中掘り杭、引抜きと押し込み時の地表面変位と荷重との関係



c. 杭の変位は引抜き時の方が押込み時よりも大きい。引抜きの降伏荷重60tfで杭の引抜き量は約5mmであるが、押込みの場合は沈下量5mmで120tfの荷重を示している。

図2-28はプレーボーリング杭3-2の引抜き後、押込んだ場合の杭の変位量と地表面変位ならびに載荷量を比較したものである。

a. 引抜き、押込みとも荷重20tfまでは杭の変位はほぼ対称になっている。引抜き荷重40tfで杭は2mm引抜かれるが、地表面の変位は杭の表面より0.5mの個所で0.1mmである。

また、押込み荷重40tfで杭は6mm押込まれ、地表面は杭の表面より0.5mの個所で0.4mm沈下している。

b. 引抜きが進行しても、杭表面より0.5m以上離れた個所ではほとんど地表面の変化はなく最大荷重時でも、0.5m離れた個所で0.2mmの上昇、2.5m離れた個所で逆に0.1mm沈下している。また、押込みの場合も変化は少なく、杭が68mm押込まれた時に0.5m離れた個所で0.5mm沈下し、2.5mの個所では0.1mm上昇した。

c. 杭の変位量は、前述のように引抜き後に押込みを行っているので押込みの場合は引抜きの約2倍となっている。

d. 引抜き押込みとも杭の表面より約1.5mの個所で地表面変位が0となり、それ以上離れた個所では微量であるが引抜きの場合は低下し、押込みの場合は上昇している。

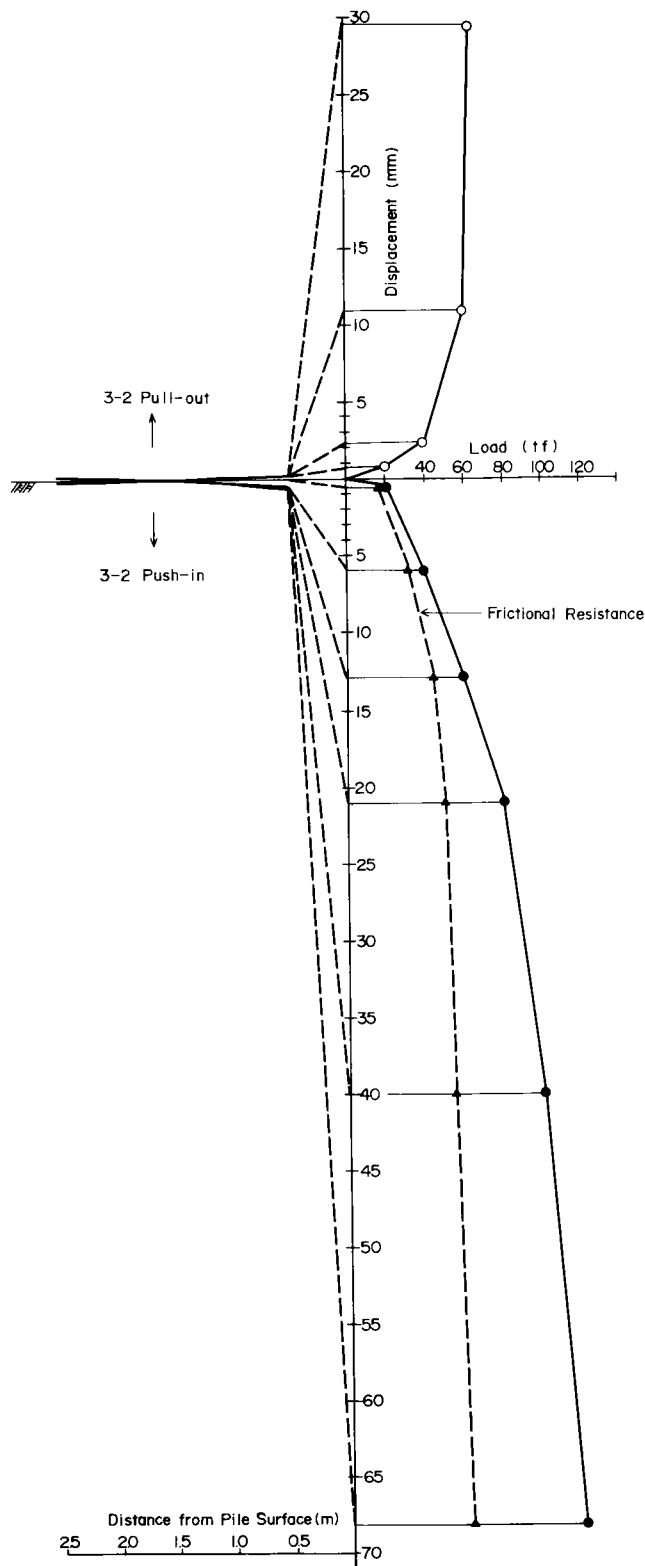


図2-28 プレーボーリング杭、引抜きと押込み時の地表面変位と荷重との関係

e. 中掘り杭の場合と同様に引抜き、押込みとも地表面変位の大きいのは1D以内である。

### (3) 打撃応力の測定

杭の引抜きと押込みの場合の周面摩擦力の比較は前項(2)で述べたように同一の杭で先に行った引抜きあるいは押込みの影響がある。そこで打撃応力の測定によって求めた杭の極限支持力ならびに周面摩擦力と載荷試験による値との対比を試みた。

鋼管の打込杭(1-1、1-2)、中掘り工法による杭(2-1、2-2)、プレーボーリング工法により杭(3-1、3-2)、を対象として杭打設時に打込みによって打撃応力を測定した。

各杭に対する打撃回数、ハンマー落下高、貫入量、リバウンド量ならびに打撃時の杭のひずみより応力を求めた。ひずみ計は杭頭部より50cm下部、杭先端部より50cm上部さらに150cm上部に2点ずつ計6点取付け、動的ひずみ測定器によって、ひずみの測定を実施した。

打込み杭1-1と中掘り杭2-2はひずみ計に異常を生じ打撃時の応力が得られなかった。

表2-9 打撃応力測定解析結果

| Pile No. | Ultimate loads<br>(tf) | Tip resistance<br>(tf) | Frictional resistance<br>(tf) |
|----------|------------------------|------------------------|-------------------------------|
| 1-2      | 205                    | 55                     | 150<br>(Pull-out 160)         |
| 2-1      | 186                    | 87                     | 99<br>(Pull-out 90)           |
| 3-1      | 68                     | 35                     | 33<br>(Pull-out 62)           |
| 3-2      | 55<br>(Push-in 120)    | 21                     | 33<br>(Pull-out 65)           |

Note: ( ) Results of loading test.

打撃応力の解析結果を表2-9に示す。これによると極限支持力は、打込み工法→中掘り工法→プレーボーリング工法の順に低下している。杭1-2と2-1の先端支持力は1-2の方が小さい。打込み杭は中掘り杭よりも先端閉そく効果は高いと考えられるが、この場合打止め付近の地層のN値が影響して違いが生じたものと思われる。(−12m付近のN値はN=34~20と変化している。)

載荷試験の結果と比べると周面摩擦力は打込み杭、中掘り杭とも、引抜きの最大荷重に近い値を示している。しかしながら、プレーボーリング杭は約2倍の差異がある。これは埋込み杭の周辺地盤が杭打ち後に回復する傾向のあることを示しているといえる。

打込み杭1-2ならびに中掘り杭2-1(3Dを貫入させた)の打込み時の打撃応力から求めた周面摩擦力が引抜き載荷試験の最大荷重に近かったことは、押込みと引抜きの周面摩擦力には著しい差異はないことを示している。

## 2.5 打込み・埋込み杭の繰返し引抜き抵抗の測定

送電用鉄塔の基礎杭は、風荷重により繰返し押込み力、引抜き力ならびに水平力を受ける。また、栈橋や海上作業台などの杭も波浪あるいは風によりこのような繰返し応力を受ける。

表2-10 鋼矢板の引抜き実測値

| Static pile extractor              |                     |                   |                      |  |
|------------------------------------|---------------------|-------------------|----------------------|--|
| Sheet pile                         | Pull-out loads (tf) | Displacement (cm) | Required time (sec.) |  |
| Type III<br>length 15m<br>8 pieces | min. 62.8           | 0→30              | 214                  |  |
|                                    | max. 104.7          | 0→30              | 214                  |  |
|                                    | mean. 83.1          | 0→30              | 214                  |  |

| Vibratory pile driver               |                     |                |                |                      |
|-------------------------------------|---------------------|----------------|----------------|----------------------|
| Sheet pile                          | Pull-out loads (tf) | Frequency (Hz) | Amplitude (mm) | Required time (sec.) |
| Type III<br>length 15m<br>19 pieces | min. 9.1            | 14.2           | 12             | 12                   |
|                                     | max. 15.9           | 15.8           | 8              | 22                   |
|                                     | mean. 12.4          | —              | —              | —                    |

Note : Test site, OHI, Tokyo, Ohi thermal power station. (TEPCO)  
Soil description, clay and sand with silt.

杭または鋼矢板に非常に周波数の高い振動を与えると引抜きが容易になることは知られている。鋼矢板をバイブロハンマーで引抜いた折の実測値を表2-10に示す。これは同一の仮締切の中の鋼矢板の引抜き試験結果であり、振動による引抜き力は静的な引抜き力の約15%となっている。

送電用鉄塔の基礎にかかる繰返し荷重の周期は、このように高いものでなく、大きな荷重に対しては数10秒から数分に及ぶものと想定される(第5章5.2参照)。よって以下に示すような繰返し引抜きにより、杭がどのような挙動を示すかを確かめた。

試験杭は前記の2.2の引抜き試験後27日～48日経過したものをそのまま使用した。

(1) 荷重

|         |          |                  |
|---------|----------|------------------|
| 荷 重 段 階 | 打込み杭 1-1 | 0 ↔ 50tf         |
|         | 打込み杭 1-2 | 0 ↔ 50tf         |
|         | 埋込み杭 2-1 | 0 ↔ 60tf (中掘り工法) |
|         | 埋込み杭 2-2 | 0 ↔ 50tf (中掘り工法) |
| 荷 重 速 度 | 打込み杭 1-1 | 50tf/min         |
|         | 埋込み杭 2-2 | 50tf/min         |
|         | 打込み杭 1-2 | 60tf/min         |
|         | 埋込み杭 2-1 | 60tf/min         |

荷重の保持時間：一律に 1 分間

測 定 時 間：0.1分間

繰返し回数：すべて20回

測 定 項 目：荷重、杭の変位量、杭のひずみ(7断面各2点ずつ)、杭頭の水平変位量、地表面の変位量(杭の両側面よりD、2D、3D、4D、5Dの個所計10点)、反力杭の変位量

載荷重をこのようにとったのは、2-2で実施した引抜き載荷試験の結果で降伏荷重が杭1-1は110t、杭1-2は94tf、杭2-1は50tf、杭2-2は60tfという値が得られているので、降伏荷重の約1/2と、降伏荷重限度内ならびに超過の場合を想定したものである。

表 2-11 繰返し引抜き載荷試験の結果

| Pile No.   |                      | 1-1 | 1-2 | 2-1 | 2-2 |
|--|----------------------|-----|-----|-----|-----|
| Cyclic loads (tf)                                    |                      | 50  | 60  | 60  | 50  |
| Pile displacement (mm)                               | Max. Displacement    | 1.7 | 1.8 | 3.4 | 2.2 |
|  | Elastic deformation  | 1.4 | 1.4 | 2.5 | 1.9 |
|  | Residual deformation | 0.3 | 0.4 | 0.9 | 0.3 |
| Surrounding surface, vertical displacement (1/100mm) | 0.5 m (1D)           | 52  | 44  | 66  | 56  |
|  | 1.0 m (2D)           | 26  | 17  | 43  | 59  |
|  | 1.5 m (3D)           | 17  | 6   | 33  | 14  |
|  | 2.0 m (4D)           | 13  | 2   | 11  | 6   |
|  | 2.5 m (5D)           | 5   | 0   | 2   | 0   |

Note: D, Pile diameter.

## (2) 試験結果

試験結果を図 2-29 と図 2-30 ならびに表 2-11 に示す。引抜試験の降伏荷重に対して載荷重に最も余裕のあった杭 1-1 は変位量が少なく、最大残留変位量は 0.3mm で、一方、降伏荷重を超えて載荷した杭 2-1 は変位量が大きく繰返し回数と共に次第に抜けて行くのが認められ、最大変位量は 3.4mm 最大残留変位量は 0.9mm であった。

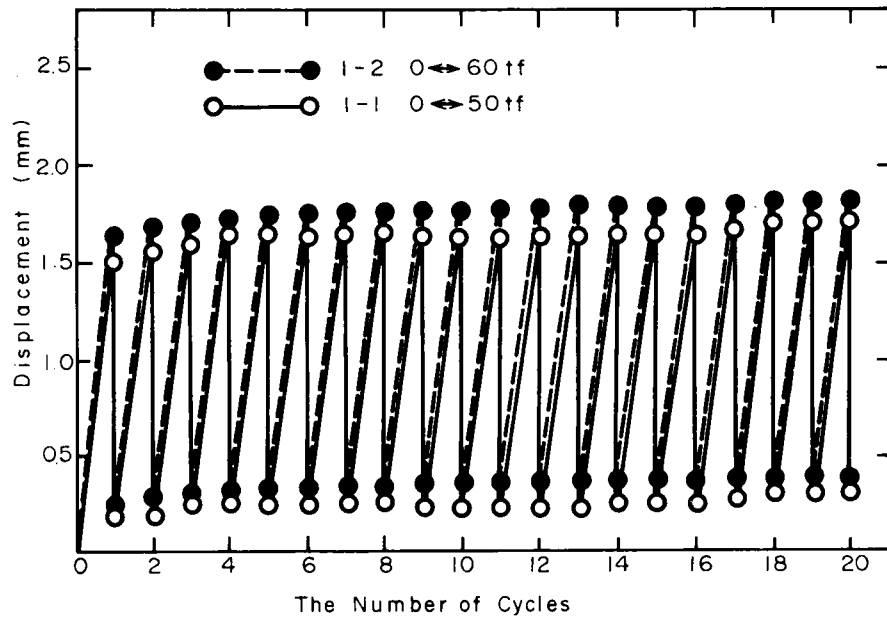


図 2-29 打込み杭の繰返し引抜き変位

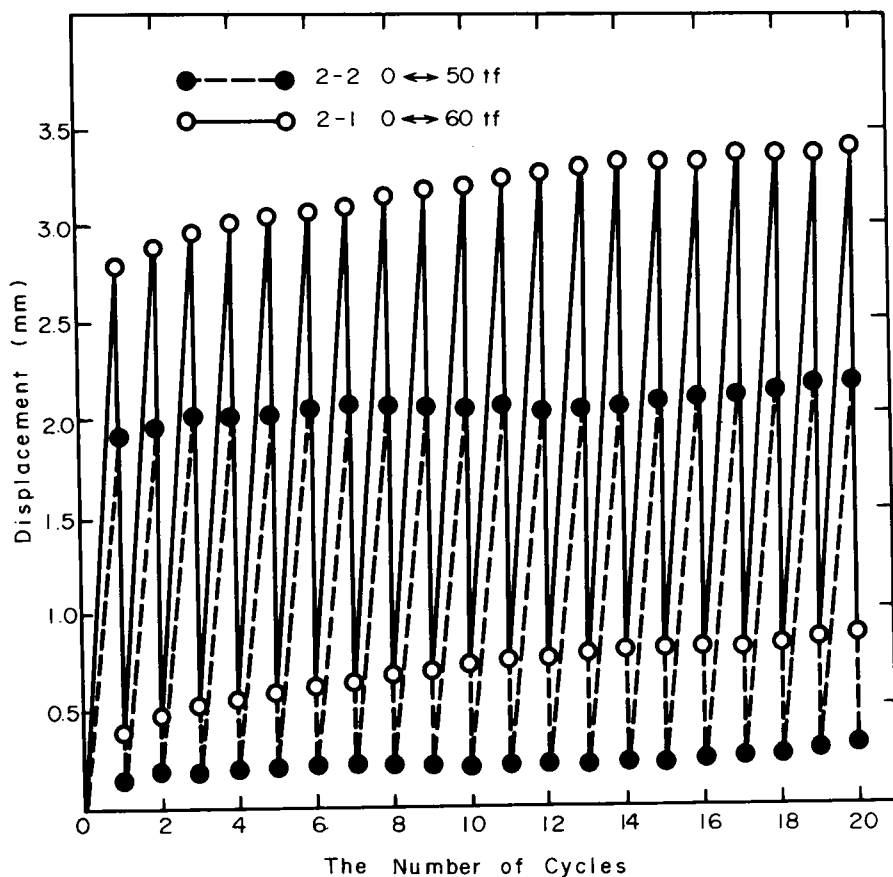


図 2-30 中掘り杭の繰返し引抜き変位

図2-31は杭1-1ならびに杭2-1とも、杭表面から0.5m(1D)離れた地表面の変位を示したものであり、杭の動きによく追従している。その変位量は杭の $1/2 \sim 1/3$ 程度である。表2-11に示すように各杭とも杭から離れるに従って地表面の上昇・下降は漸減し、2.5m(5D)の点では変位はほとんど認められなかった。以上の試験から降伏荷重を超えた繰返し荷重が杭に作用すると残留変位の累加が大きいという結果が得られたが、これは送電用鉄塔のように風による繰返し荷重を受ける構造物の基礎杭については、降伏荷重を超える抵抗力を期待してはならないことを示しているといえる。(第1章1.2.2 電協研の報告参照)

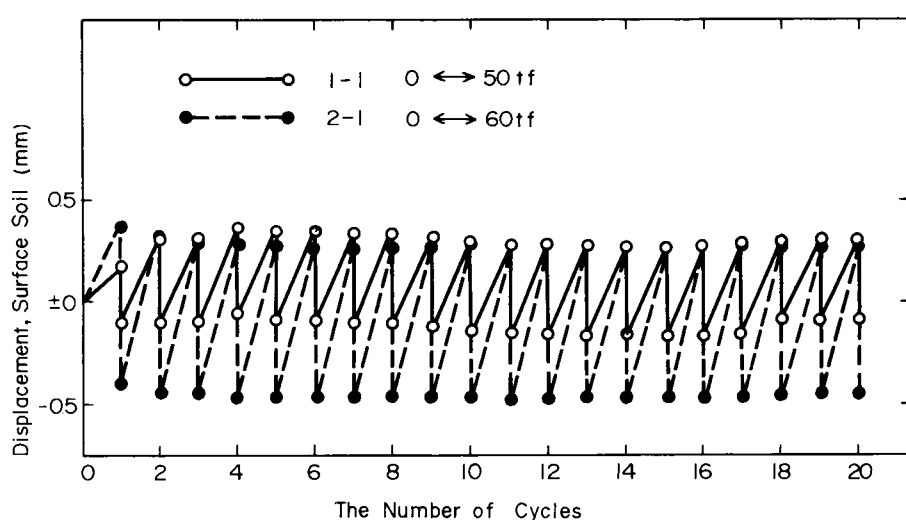


図2-31 繰返し荷重による地表面変化

## 2.6 各種基準式との比較

前記の試験結果と現行の各種基準ならびに提案式との比較を表2-12に示す。ただし次に示す各種基準で引抜きに関し押込みの式を準用することとしているものは、鉛直極限支持力算定式の最大周面摩擦力の項を用いた。提案式についても同様にして摩擦力の項を使用した。

- 建築基礎構造設計規準 (1974) <sup>7)</sup> (AIJ Standardと略記)
- 港湾の施設の技術上の基準 (1979) <sup>8)</sup> (Harbor Standardと略記)
- 道路橋示方書下部構造編 (1980) <sup>5)</sup> (Bridge Standardと略記)
- 送電用支持物設計標準 (1979) <sup>9)</sup> (JECと略記)
- 山肩邦男の提案式 (1975) <sup>10)</sup>
- 藤田圭一の提案式 (1968) <sup>11)</sup>

表 2-12 試験による実測値と算定式による値

(unit : tf)

| Standard or proposal        |                       |          | Test Failure load | Driving test            | AIJ Standard <sup>6)</sup><br>1974  | Harber Standard <sup>5)</sup><br>1979                   | Bridge Standard <sup>3)</sup><br>1980  | JEC <sup>7)</sup><br>1979  | Yamakata <sup>8)</sup><br>1975   | Fujita <sup>9)</sup><br>1968  |
|-----------------------------|-----------------------|----------|-------------------|-------------------------|---|---|--|--|--|---|
| Pile type                   | Test                  | Pile No. |                   | E. A. L. Smith's theory | {Push-in}<br>Steel pipe<br>$R_u = 30\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + CLc)\psi$<br>Cast-in-place concrete pile<br>$R_u = 15\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + 2\bar{N}cLc)\psi$<br>{Pull-out}<br>Clay, $\tau_t = \alpha\beta(\frac{q_u}{2})$<br>Sand, Driven $\tau_t = \frac{N}{5}$<br>Bored precast $\tau_t = \frac{N}{10}$ | {Push-in}<br>$R_u = qdAp + U\Sigma l f_i$<br>$qd = 40N$ | {Push-in}<br>$R_u = qdAp + U\Sigma l f_i$<br>Frictional resistance<br>Driven pile<br>(0.2NLs + CLc) $\psi$<br>Bored precast pile<br>(0.1NLs + 0.5CLc) $\psi$<br>Cast-in-place concrete pile<br>(0.5NLs + CLc) $\psi$ | {Push-in}<br>Driven pile<br>$R_u = 30\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + CLc)\psi$<br>Bored precast pile<br>$R_u = 15\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + 2\bar{N}cLc)\psi$<br>{Pull-out}<br>$(R_t = \frac{N_s L_s}{5} + \bar{N}cLc)\psi$ | {Push-in}<br>Driven pile<br>$R_u = 30\alpha\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + 2\bar{N}cLc)\psi$<br>Bored precast pile<br>$R_u = 20\alpha\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + \bar{N}cLc)\psi$<br>Cast-in-place concrete pile<br>$R_u = 15\bar{N}Ap + (\frac{N_s}{5}L_s + 2\bar{N}cLc)\psi$ | Frictional resistance<br>Sand<br>$f = \frac{N}{2}$<br>Clay<br>$f = (0.3 \sim 3.0) 1.54\bar{N}^{0.57}$ |
|                             |                       |          |                   |                         |   |   |  |  |  |   |
| Steel pipe                  | Driven                | 1-1      | 160               | 205(Friction 150)       | 73  | 76  | 76   | 73   | 81   | 146   |
|                             |                       | 1-2      | 160               |                         |   |   |  |  |  |   |
|                             | Bored precast         | 2-1      | 90                | 186(Friction 99)        | 50  | —   | 36   | —  | 63   | —   |
|                             |                       | 2-2      | 100               |                         |   |   |  |  |  |   |
|                             | Pre-boring            | 3-1      | 62                | 55(Friction 33)         | —   | —   | —  | —  | 63   | —   |
|                             |                       | 3-2      | 65                |                         |   |   |  |  |  |   |
|                             | Earth auger           | 4-1      | 50                | —                       |   |   |  |  |  |   |
|                             |                       | 4-2      | 60                |                         |   |   |  |  |  |   |
|                             | PIP                   | 5-1      | 60                | —                       | —   | —   | 103  | 53   | 68   | —   |
|                             |                       | 5-2      | (140)             |                         |   |   |  |  |  |   |
| Cast-in-place concrete pile | Overall casing method | 6-1      | (35)              |                         |   |   |  |  |  |   |
|                             |                       | 6-2      | 55                |                         |   |   |  |  |  |   |

鉛直支持力について山肩の提案式を適用するにあたっては、鋼管杭の先端形状係数として打込み杭を1.0、埋込み杭を0.8、とした。

図2-32に鋼管杭の軸力分布の工法別平均値と、道路橋示方書、藤田および山肩の提案式による値との比較を示す。

表2-12および図2-32より次のことがいえる。

①今回の試験は、砂質土層が引抜き抵抗に支配的な影響を与える地盤について実施したものである。この結果から、基準式および提案式に関し打込み杭については藤田の式、埋込み杭については山肩の式のそれぞれの摩擦を示す項の値が比較的近似しているといえる。場所打ち杭については送電用支持物設計標準の式が実測値に近い。

②軸力分布から見ると各式による値とも粘性土層においては大きな差はないが、砂質土層において差を生じ引抜き抵抗力の違いになっている。

③打撃応力測定による摩擦抵抗力の推定値は、静的な載荷試験と動的な打込み試験との違いはあるが、打込み杭と中掘り杭の場合は両者の差は少ない。

④打込み杭の場合の砂質土層に関する周面摩擦の項は実測値に比べると約1/2に満たない。

⑤中掘り杭の場合は先端を打撃によって3D貫入させている効果が大きく、このため各基準による値との差を生じたものである。

(PIPによる杭5-2およびオールケーシング工法の杭6-1は前述のように形状に不備があったため比較の対象外とした。)

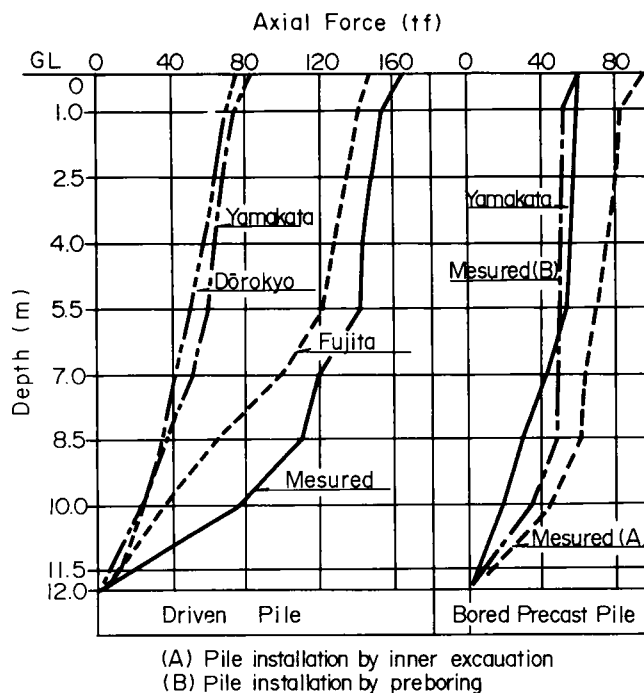


図2-32 鋼管杭の軸力分布提案式との比較



## 2.7 荷重と変位との関係

各杭の引抜き最大荷重および許容荷重（最大荷重の $1/3$ または降伏荷重の $1/2$ のうち小さい値）と杭の変位との関係を図2-33に示す。図の中にBritish Standard Institution (BS), 建築学会 (AIJ) およびWashington D.C.Codeの極限荷重-いずれも押込み-に対する判定方法<sup>12)</sup>を比較のために記入した。

同図中の引抜き最大荷重はWashington D.C.Codeの定める極限荷重に近い値となっている。降伏荷重はどの杭も変位が6 mm以下であり、許容荷重では変位が2 mm以下となっている。

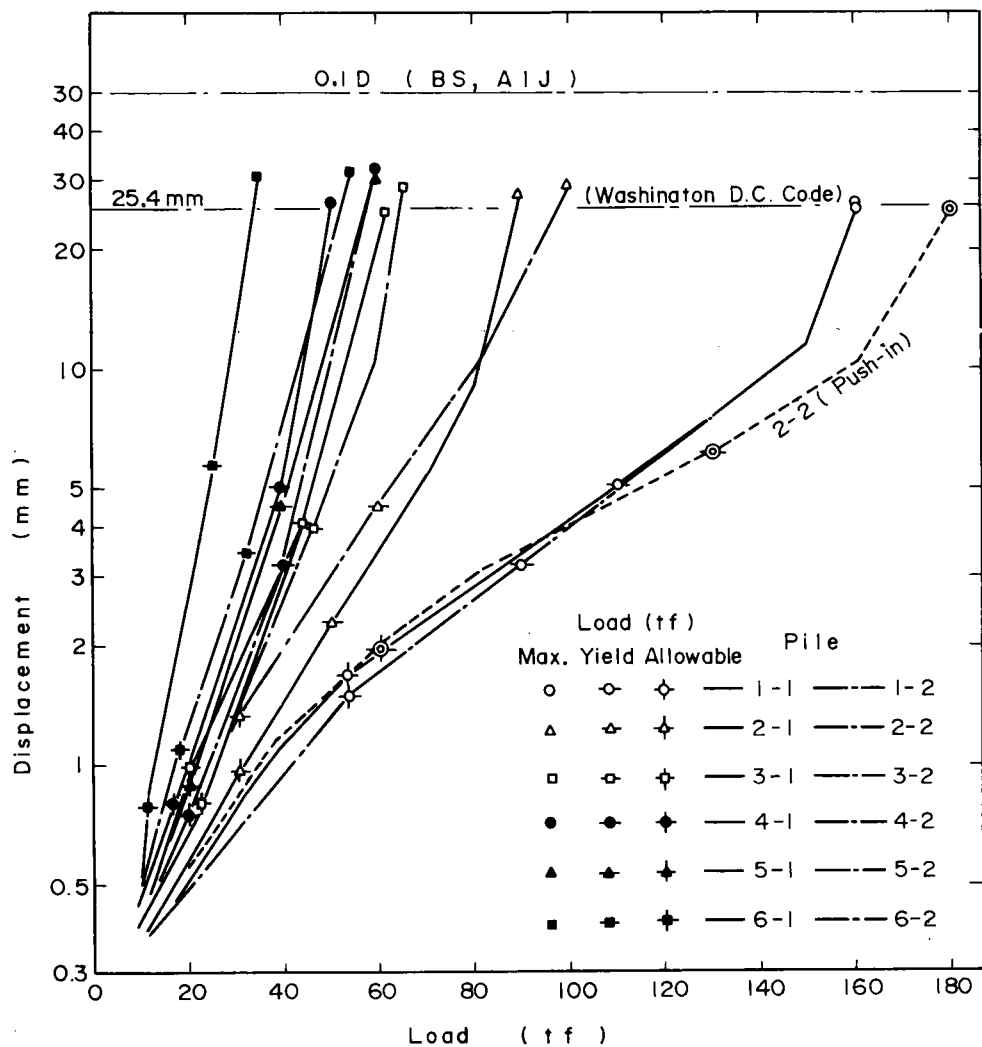


図2-33 杭の荷重と変位との関係

構造物の基礎の許容変位量として、建築基礎構造設計規準・同解説では鉄筋コンクリート造独立基礎の場合、許容相対変位量（圧密沈下量）の標準値を10mm、最大値を20mmとしている。また、EPRIの報告（第1章1.2.2参照）では送電用鉄塔基礎の不同変位（引抜き、沈下、水平移動とも）は上部構造との関係から25mmが限界であるとしている。

今回の杭の引抜き抵抗の実測値は、杭の変位が比較的少ないところで最大値に達しているのが特徴である。このことは杭基礎の設計にあたっては、杭の引抜き変位がある限界を超えるとその機能を失うことを考慮しなければならないことを示唆しているとも考えられる。

## 2.8 まとめ

打込み、埋込み、場所打ち杭について引抜き抵抗に関する比較実験を行って以下の結果を得た。杭の外径は500mmに統一し、杭の地中長さは12mとした。地盤は地表面下3mまでは2次堆積ローム層、3mから5.8m付近までは軟弱な粘土層、それ以深は砂層からなっている。砂層の標準貫入試験によるN値は小さいところで10~20、大きいところで30~40である。

（1）鋼管の引抜き抵抗力は、打込み杭が最も大きく、中掘り、プレボーリングの順に小さくなっており、中掘り工法による杭は打込み杭の約60%、プレボーリング工法による杭は打込み杭の約40%であった。場所打ち杭の引抜き抵抗力は、アースオーガー工法による杭とPIP工法による杭とが鋼管のプレボーリング工法による杭とほぼ同じ程度であり、オールケーシング工法による杭はさらに小さい値を示した。

（2）引抜き時の杭の周面摩擦力とN値との関係は、砂質土において鋼管の打込み杭で $f \approx 0.5N$  ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )、鋼管の埋込み杭 $f \approx 0.2N$  ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )、場所打ち杭 $f \approx (0.1 \sim 0.2) N$  ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )、粘性土において鋼管杭、場所打ち杭とも $f \approx 2 N$  ( $\text{tf}/\text{m}^2$ ) で近似できる。

（3）杭の周面摩擦力は、砂質土中においては鋼管杭および場所打ち杭とも工法に関係なく杭の変位5~10mmで最大値近くに達している。粘性土中においては、鋼管杭は杭の変位4mm程度まで周面摩擦力はほぼ直線的に増加し、その後は微増して最大値に達している。場所打ち杭は粘性土中ではPIP工法による杭を除いては杭の変位約5mmで周面摩擦力は最大値近くなり以後変位とともに微増している。PIP工法による杭は砂質土層で摩擦力が小さく逆に粘性土中で他の杭よりも大きい。

（4）杭の引抜き時の地表面変位は、杭の種別および載荷重に関係なく杭表面より1D以内

が大きく、それより離れるに従って急激に減少し、影響範囲は5D程度までである。降伏荷重以内であれば荷重を0に戻すと地表面の変位はほぼ原型に復す。

(5) 引抜きおよび押込み試験の結果、中掘り工法ならびにプレボーリング工法による杭とも、引抜き最大荷重の約1/2までは各杭とも引抜きと押込みの変位量は同じような傾向を示した。砂質土中においては、押込み試験を行った後に引抜きを実施した中掘り杭の周面摩擦力は、引抜き時が押込み時よりも低い値を示している。また、引抜き試験後に押込みを実施したプレボーリング杭の周面摩擦力は押込み時の方が低い。このことは以前に押込みまたは引抜き力を与え、周辺の地盤を変形させた後の杭の周面摩擦力は低下する傾向を示しているといえる。粘性土中においては、引抜きと押込み周面摩擦力にはほとんど差異は認められなかったが、N値の低いことに留意する必要があると思われる。

第1章の1.2.1において、既往の杭の引抜き試験に関し引抜き時の周面摩擦力が押込み時よりも小さいとするものは、砂質土中において押込みの後に引抜きを行っており、引抜きと押込みの周面摩擦力には差異はないとするものは、粘性土中の試験結果であると分類した。今回の実測結果から見ると、砂質土中において引抜き時の周面摩擦力が小さいとされている事例は、先に行った押込みの影響もあると推定される。

(6) 降伏荷重を超えた値で杭に繰返し載荷を行うと繰返し回数とともに変位量が大きくなり残留変位も累加する。

(7) 実測値と各種基準式および提案式とを比べると鋼管杭の場合は実測値が大きく、場所打ち杭では実測値が低い。軸力分布から見ると各式による値とも粘性土層においては大きな差はなく砂質土層において差を生じている。

(8) 各杭の引抜き抵抗力は変位の小さいところで最大値に達している。設計にあたっては上部構造との関係から変位に着目して荷重を定める必要がある。

## 参考文献

- 1) 伊藤圭典：打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗力比較測定，第23回土質工学シンポジウム，土質工学会，pp.1～8,1978.
- 2) 伊藤圭典：打込み・埋込み杭の繰返し引抜き抵抗および水平抵抗の比較測定，第14回土質工学研究発表会，pp.965～968，1979.
- 3) 土質工学会：土質調査法，pp.470～473，1982.
- 4) 渡辺明，清水定光，松本進：波動方程式による杭の打撃応力解析，コンクリートジャーナル，Vol.6, No.10, Oct, 1968.
- 5) 道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1980.
- 6) 坂口理：場所打ち杭の鉛直支持力について，第23回土質工学シンポジウム，pp.41～48，1978.
- 7) 建築学会：建築基礎構造設計規準，1974.
- 8) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979.
- 9) 電気学会：送電用支持物設計標準（JEC-127），1979.
- 10) 山肩邦男：各種施工法による杭の許容支持力，土と基礎，23巻7号，July, 1975.
- 11) 藤田圭一，五味道義：杭の周面摩擦力とN値との関係について，第3回土質工学研究発表会，1968.
- 12) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説，pp.179～181，pp.970～971，1985.

## 第3章 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察<sup>1)</sup>

### 3.1 概説

近年、施工時の振動、騒音に対する配慮および構造物の大型化にともなう荷重の増大などにより、大口径の場所打ち杭を使用することが多くなっている。しかし、場所打ち杭に関する引抜き実験例は少なく、第2章で示した伊藤<sup>2)</sup>、また、小粥ら<sup>3)</sup>の比較的小口径の杭による現場実験のほかに、柱状のコンクリート基礎についても林ら<sup>4)</sup>の深礎、Ismaelら<sup>5)</sup>のピヤ基礎による実規模大の実験の報告がなされている程度である。したがって、場所打ち杭の現場引抜き実験を実施し、引抜き抵抗力の評価法の検討を行うことが重要であると考えられる。

以上のことから、実規模大の場所打ち杭(オールケーシング工法)を用いて引抜き実験を行った。本章は、引抜き時の杭体の応力分布、周辺地盤の挙動、杭の出来型形状の観測結果および周面摩擦力と地盤の強度との関係について述べたものである。

### 3.2 実規模場所打ち杭による引抜き実験

#### 3.2.1 実験実施地点

実験実施地点は千葉県船橋市内に位置する東京電力(株)の変電所敷地内である。地層構成は、第四紀洪積世の成田層群とそれを被う関東ローム層から成っている。実験地点の地層構成、標準貫入試験結果および室内試験結果を図3-1に示す。

地層を細分化してみると、地表面からGL-2.8mまではローム層でN値3程度である。GL-11.6mまでは、N値2～6程度の凝灰質粘性土で一部砂が混入している。GL-11.6m以深は細砂層であるが、GL-17.0mを境にして上層はN値20～35の中位な砂質土、下層はN値50以上の締まった砂質土に区分できる。

#### 3.2.2 実験方法

杭径0.8m、計画根入長17m(仕上がり根入長15.5m、16.5m)の2本の試験杭、杭径0.8m、根入長12.0mの6本の反力杭および各種計器を図3-2に示すように配置した。試験杭、反力杭ともオールケーシング工法で築造した。

| Depth<br>m | Geological<br>Section | Standard<br>Penetration<br>Test |         |    | Unconfined/Triaxial<br>Compression Test |                  |  | Physical Properties |                                  |       |         |
|------------|-----------------------|---------------------------------|---------|----|---|------------------|--|---------------------|----------------------------------|-------|---------|
|            |                       | 0                               | N-Value | 50 | C<br>kgf/cm <sup>2</sup>                | $\phi$<br>degree | E <sub>50</sub><br>kgf/cm <sup>2</sup> | W <sub>n</sub><br>% | $\gamma_t$<br>gf/cm <sup>3</sup> | e     | Sr<br>% |
|            | Loam                  |                                 |         |    | 0.55                                    | —                | 53.0                                   | 117.4               | 1.385                            | 3.229 | 97.9    |
|            | Tuffy Clay            |                                 |         |    |   |                  |  |                     |                                  |       |         |
| 5          | Clay with Sand        |                                 |         |    | 0.29                                    | —                | 21.0                                   | 56.3                | 1.671                            | 1.474 | 100.0   |
|            | Silt                  |                                 |         |    |   |                  |  |                     |                                  |       |         |
| 10         |                       |                                 |         |    | 0.33                                    | —                | 34.0                                   | 96.1                | 1.475                            | 2.493 | 100.0   |
|            |                       |                                 |         |    |   |                  |  |                     |                                  |       |         |
|            |                       |                                 |         |    | 0.10                                    | 38.3             | 271.0                                  | 37.0                | 1.827                            | 1.046 | 96.5    |
|            |                       |                                 |         |    | 0.00                                    | 40.0             | 29.40                                  | 30.4                | 1.908                            | 0.864 | 95.9    |
| 15         | Sand                  |                                 |         |    | 0.35                                    | 37.4             | 199.0                                  | 40.2                | 1.780                            | 1.123 | 96.5    |
|            |                       |                                 |         |    |   |                  |  |                     |                                  |       |         |
| 20         |                       |                                 |         |    |   |                  |  |                     |                                  |       |         |

図3-1 土質概要

試験杭は、杭が完全に引抜けるまで計測できるように、 $\phi 36\text{mm}$ のPC鋼棒(ゲビンデスターブ)10本を主筋とし、推定最大荷重の2倍程度である720tf(7.06MN)の荷重まで耐える構造とした。杭体への荷重伝達は、頭部の主筋を通して行った。載荷装置を図3-3に示す。載荷方法は、多サイクル方式を採用し、各荷重段階毎の荷重保持時間を30分とした。載荷は、試験杭Aにおいては杭築造から32日後、試験杭Bにおいては42日後に行った。

今回の現場計測においては、試験杭に引抜き力をかけた場合に、コンクリートに引張りクラックが生じることが予想されたので、鉄筋ひずみ計の他にコンクリート内に埋込み型ひずみ計を埋設した。また、杭が引抜かれる時の周辺地盤の挙動を計測するために、多段式変位計を埋設した。さらに、反力杭にも鉄筋ひずみ計を埋設し、押込み方向と引抜き方向の摩擦力の比較が行えるようにした。計測値の記録および物理量への変換はマイクロコンピュータを用いて自動的に行った。

また、最大荷重を確認して載荷を終了した後に、周辺地盤に生じたクラック領域を2mの深さまで掘削し、地中のクラックの様相を観察した。さらに、杭の周面摩擦力算定精度の向上とすべり面の確認を行うために、100tfクレーンおよびパワーケーシングジャッキを併

用して、試験杭を地上に引揚げ、杭の形状および土の付着状況を調査した。

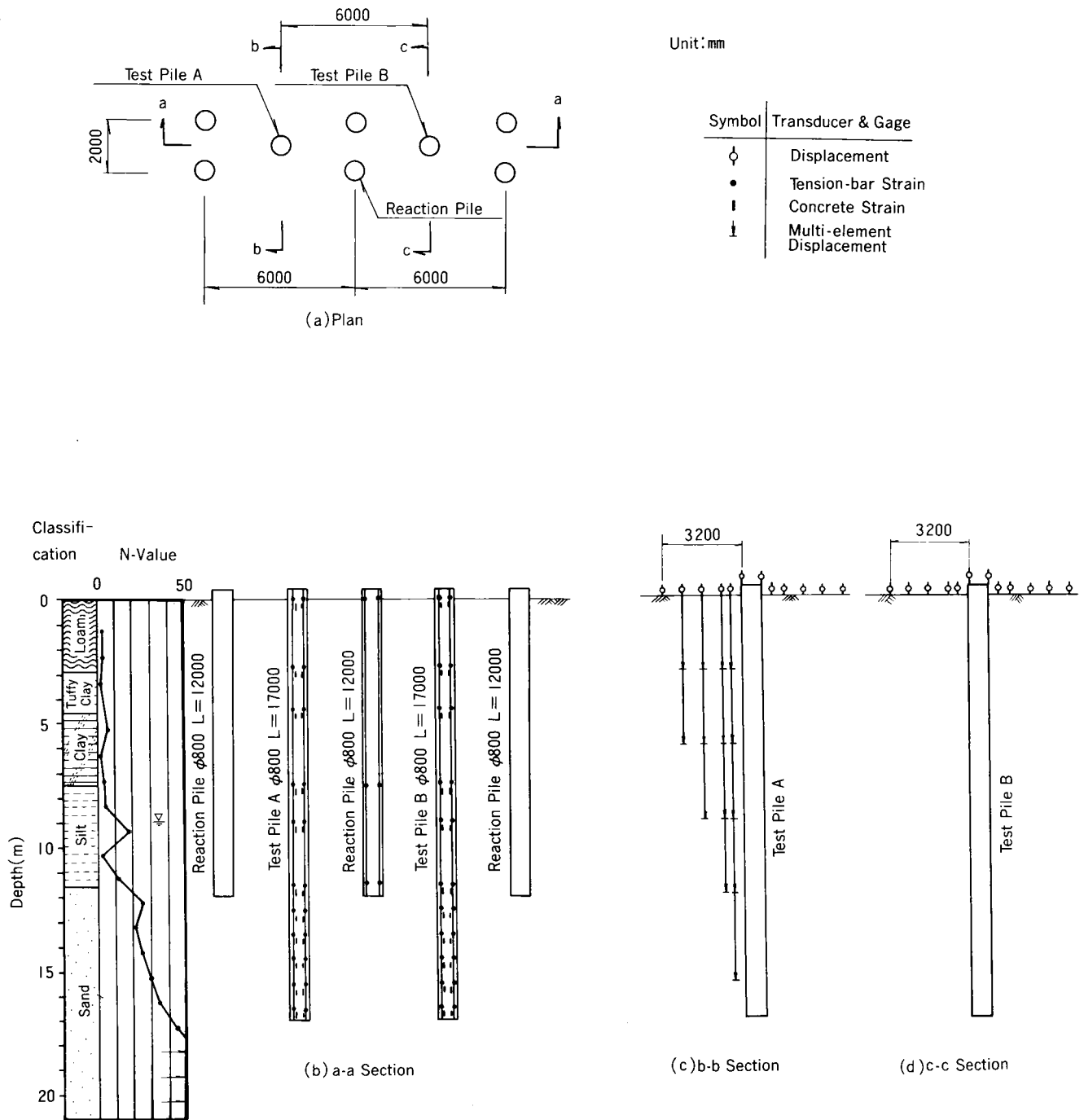


図3-2 試験杭および計器の配置

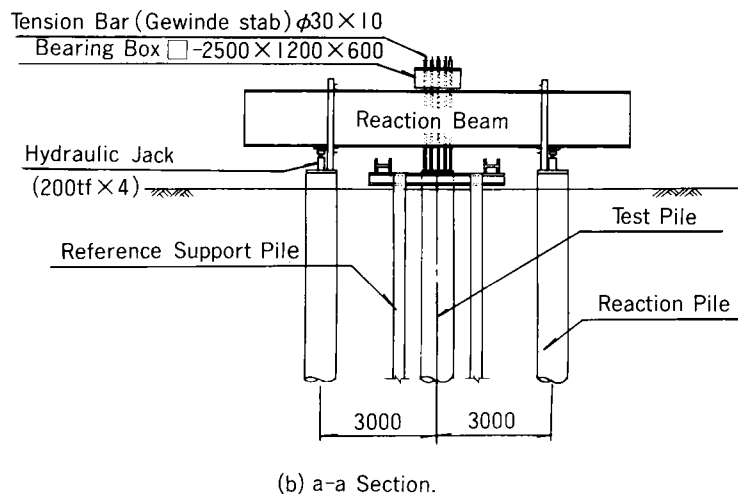
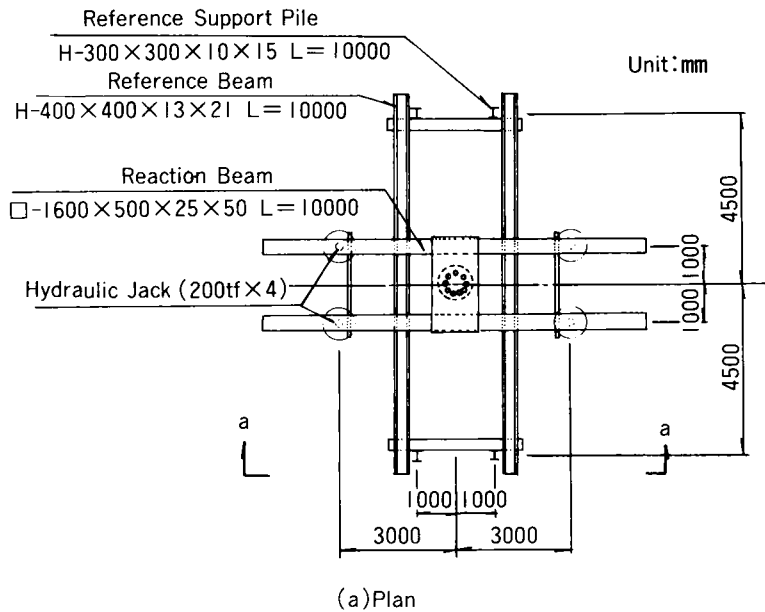


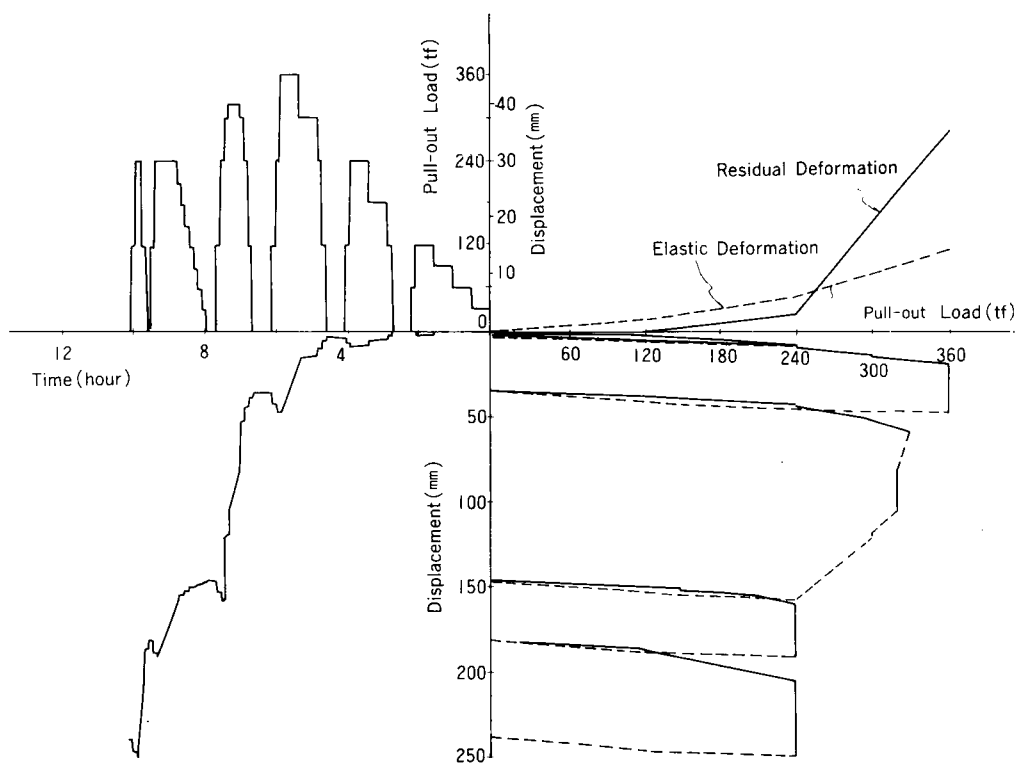
図3-3 試験装置

### 3.3 実験結果

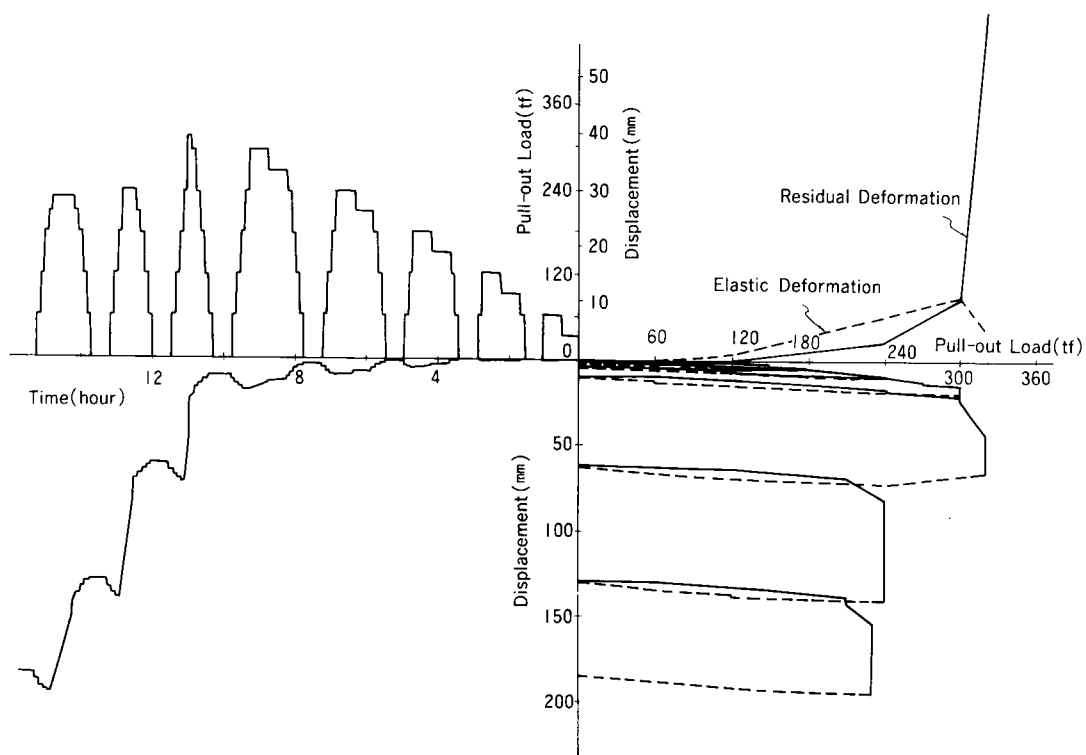
#### 3.3.1 引抜き荷重～変位量の関係

図3-4に試験杭の引抜き荷重～変位量～時間曲線を示す。試験杭Aにおいては、荷重360tf (3.53MN) を載荷した時に杭頭変位量は48mmに達した。この時点で除荷した後に、再度載荷した時には荷重320tf (3.14MN) が限界で、それ以上の荷重を載荷することはできなかった。その後さらに、除荷、載荷を繰り返した時には、限界荷重は240tf (2.35MN) に減少





(a) Test Pile A



(b) Test Pile B

図 3-4 引抜荷重～変位量～時間曲線(試験杭)

し、杭頭変位量が247mmに達したところで実験を終了した。試験杭Bにおいても同様な傾向を示し、引抜き荷重が320tf(3.14MN)で最大を示し、最終的には230tf(2.25MN)に減少した。

図3-5に $\log P \sim \log S$ 曲線を示す。試験杭Aでは90tf(0.88MN)、試験杭Bでは120tf(1.18MN)で最初の折点が認められる。この折点は後述するように、杭体のコンクリートに引張りクラックが生じ始めた荷重と対応している。また、A、B両杭とも300tf(2.94MN)付近で第2の折点が認められる。図3-6に示した $S \sim \log t$ 曲線からも300tf(2.94MN)を境にして、曲線の勾配が大きく変化しているのが認められる。

したがって試験杭Aの最大引抜き荷重は360tf(3.53MN)、降伏荷重は300tf(2.94MN)であり、試験杭Bの最大引抜き荷重は320tf(3.14MN)、降伏荷重は300tf(2.94MN)と考えられる。

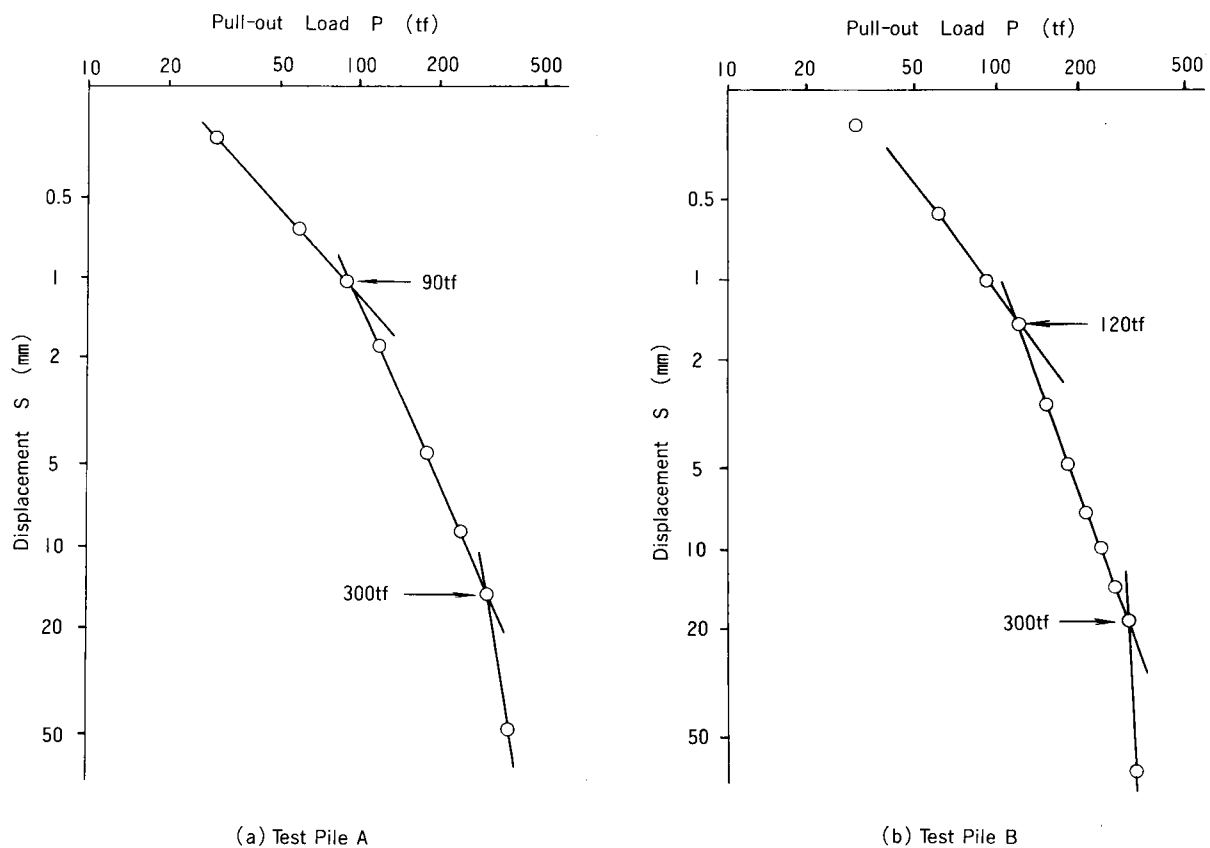


図 3 - 5  $\log P \sim \log S$  曲線(試験杭)

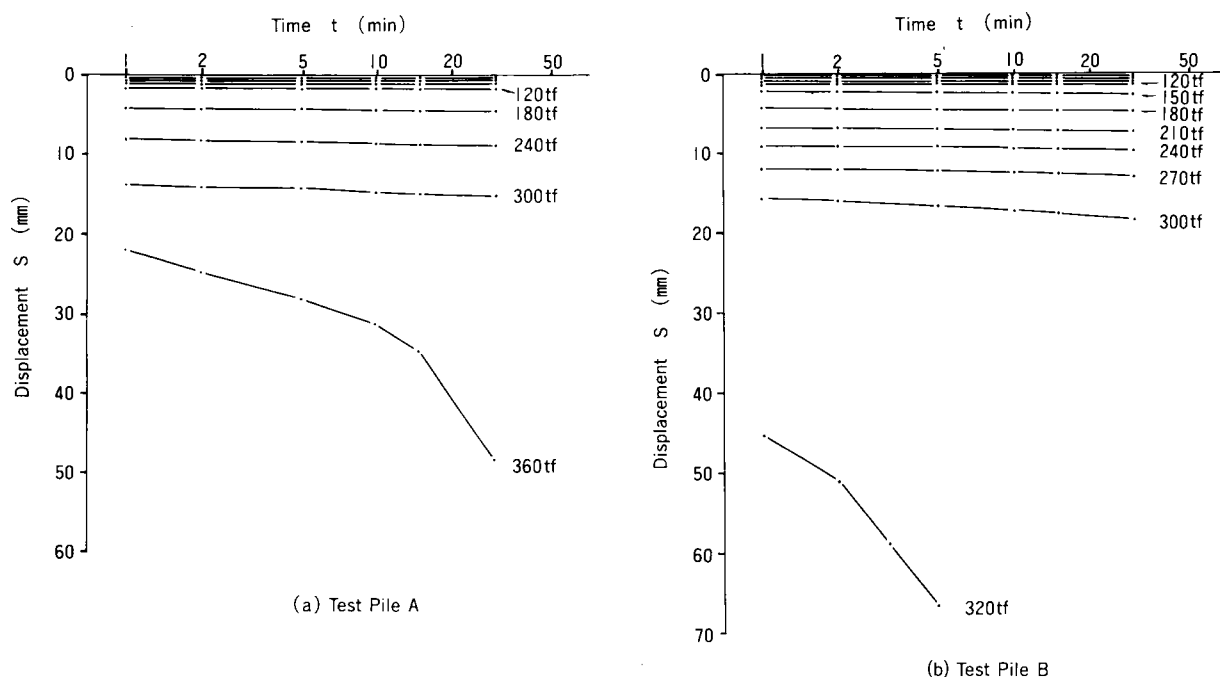


図 3-6 S~logt 曲線

### 3.3.2 杭体の応力伝達特性

図3-7 に試験杭の主筋のひずみ分布を示す。試験杭Aにおいては、90tf(0.88MN)以内の荷重のひずみ分布は深さ方向に直線的に減少している。荷重が120tf(1.18MN)に達すると杭頭(GL0.0m)のひずみが急激に増大し、荷重の増加とともに、ひずみの増大が順次下方の断面に進展している。各深度の断面におけるひずみは、 $(70\sim80)\times10^{-6}$ を境にして急激に増大している。

図3-8にコンクリートのひずみ分布を示す。試験杭Aにおいては、90tf(0.88MN)以内の荷重のひずみ分布は、主筋のひずみ分布と同様に深さ方向に直線的に減少している。荷重が増加しても、ひずみが $(70\sim80)\times10^{-6}$ 以内であれば、各断面とも主筋のひずみとほぼ等しい。ひずみがこの値に達した後の分布は深さ方向に不規則にばらついており、主筋のひずみ分布とは異なっている。

試験杭Bにおいても、主筋およびコンクリートのひずみ分布は、ほぼ同様な傾向を示している。

以上の計測結果から、主筋に生じたひずみが $(70\sim80)\times10^{-6}$ 以内であれば、主筋とコンクリートは一体となって挙動するが、このひずみを超えると、コンクリートにクラックが発生し、その結果、主筋の軸力分担の割合が増加することがうかがえる。最大荷重時のコンクリートのクラック進展領域は、試験杭Aでは、GL-11.6m、試験杭BではGL-9.0mの深

さまでと考えられる。なお、主筋の最大ひずみを応力に換算すると $2800\text{kgf/cm}^2$  ( $275\text{MPa}$ ) であり、PC鋼棒の許容応力 $6600\text{kgf/cm}^2$  ( $647\text{MPa}$ ) 以内である。

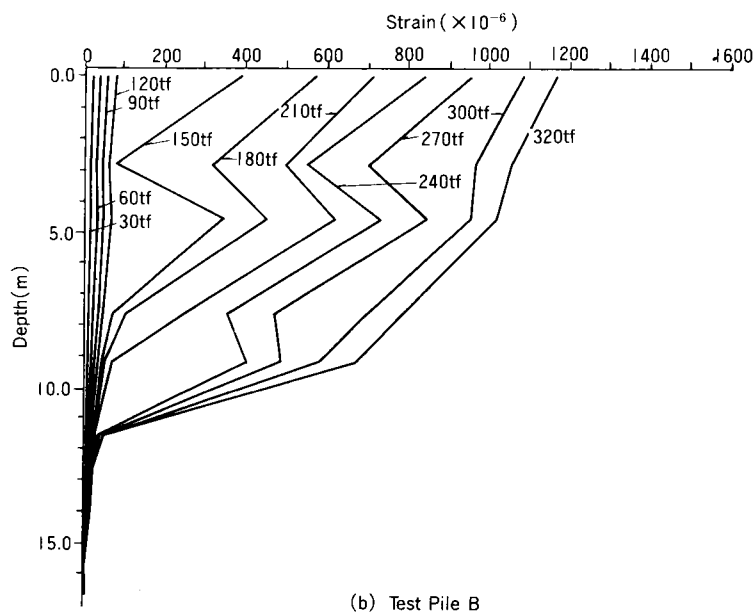
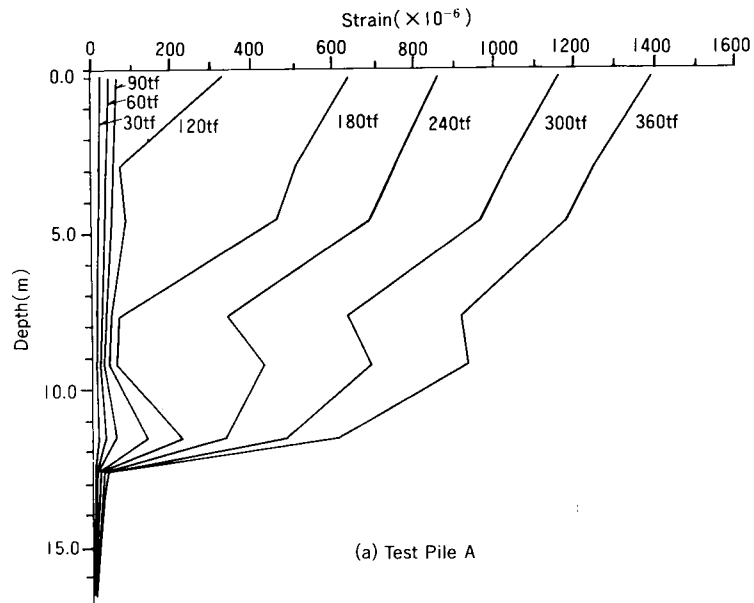


図 3-7 主筋ひずみ分布(試験杭)

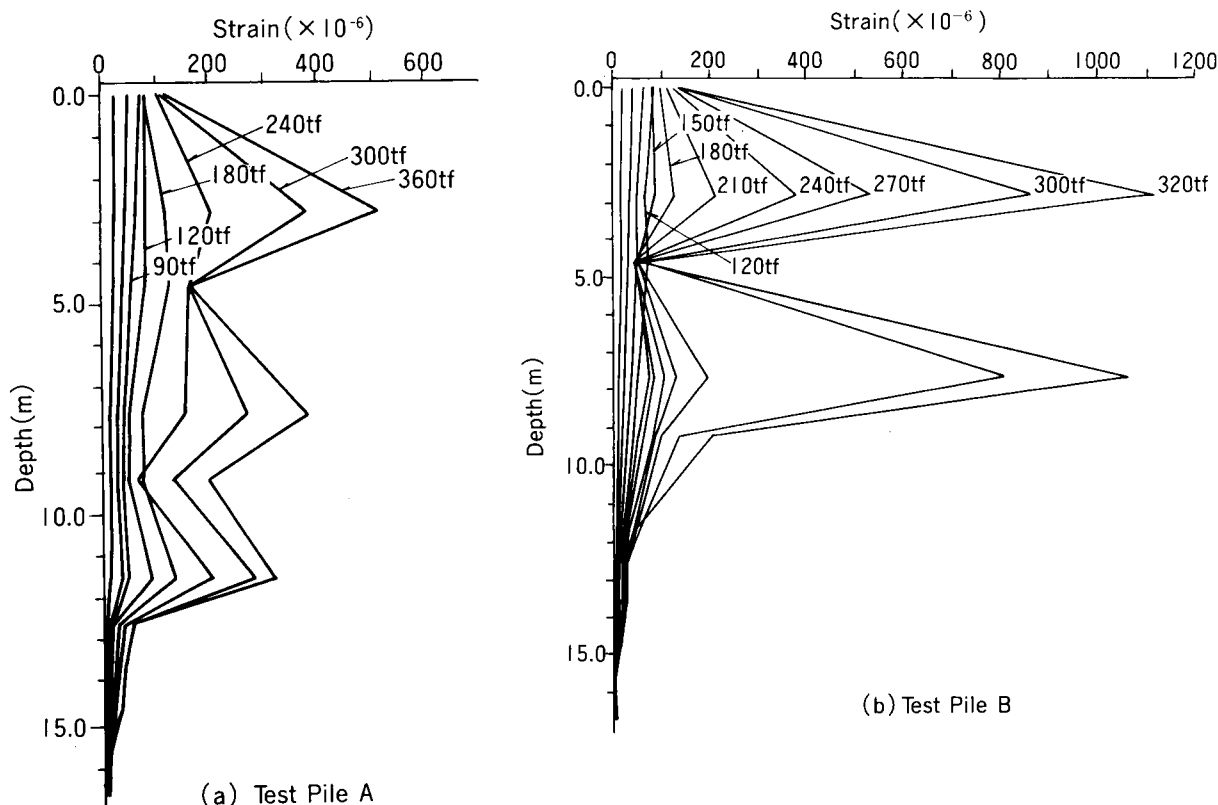


図 3-8 コンクリートのひずみ分布(試験杭)

### 3.3.3 地盤の破壊状況

最終荷重に試験杭A周辺の地表面に表われたクラックの状況を図3-9(a)に示す。クラックの範囲は、杭周面から最大0.8m程度である。なお、荷重240tfで杭近傍に同心円状のクラックが生じ始めた。

図3-9(b)、(c)に杭周辺地盤を掘削して観察した鉛直断面のクラック状況を示す。GL-0.7m~GL-1.0mにおいて、杭周面から杭軸と20度傾いた方向に幅10~30mm程度の大きなクラックが認められるが、GL-1.0m以深においては、クラックは認められなかった。

試験杭Bのクラック発生状況も同様な傾向を示している(図3-10参照)。

以上のことから、杭に引抜き力をかけた場合には、地表付近にコーン状のクラックが生じることが確認された。このコーン状のクラックは、クラックの方向および幅から、主として引張り破壊によるものと考えられる。

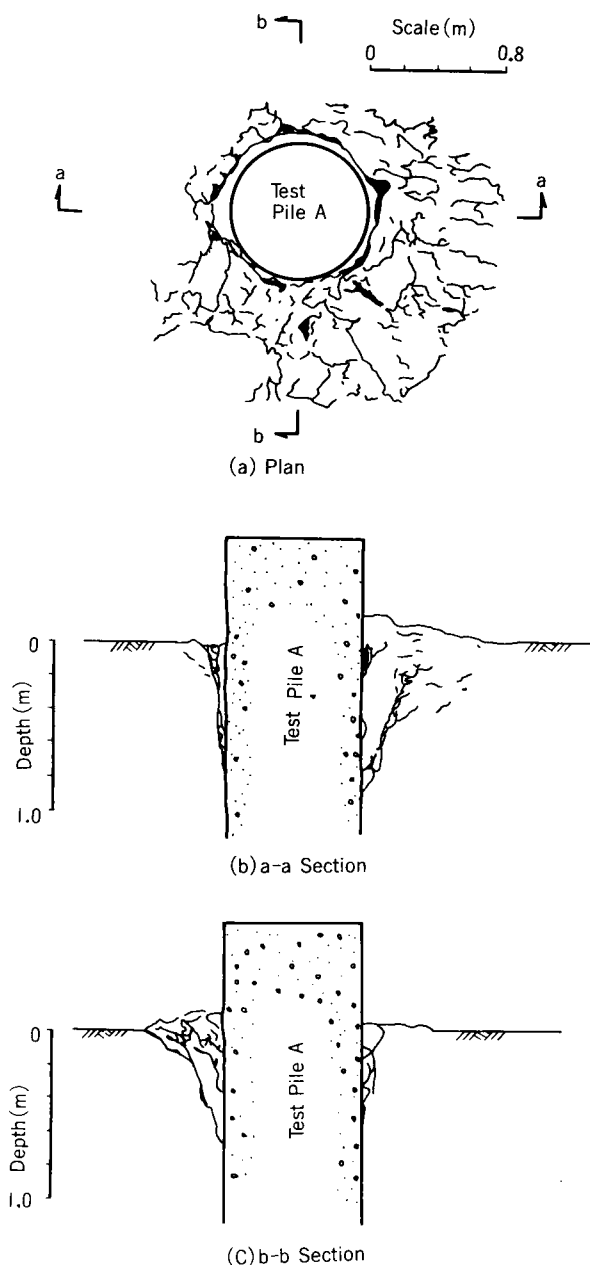


図 3-9 杭周辺地盤のクラック状況(試験杭 A)

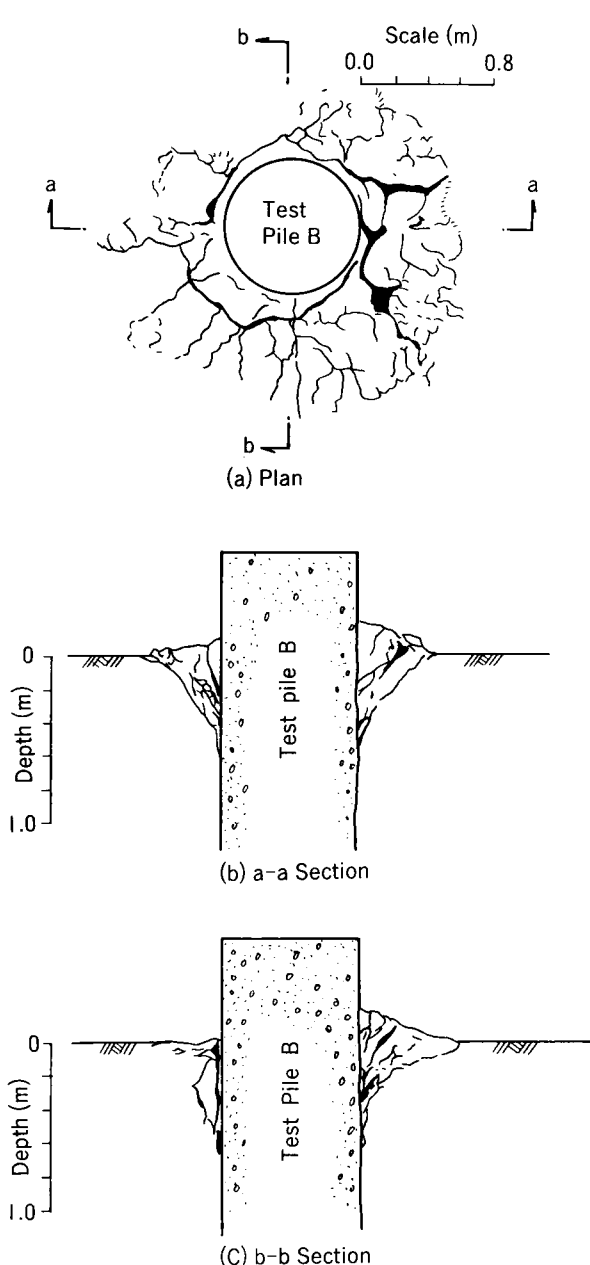


図 3-10 杭周辺地盤のクラック状況(試験杭 B)

### 3.3.4 杭の形状および土の付着状況

試験杭を引き揚げ、形状を調査した結果を図3-11に示す。試験杭の仕上り根入れ長は、A杭15.5m、B杭16.5mであった。仕上り杭径は、GL-11.0mまでは、試験杭A0.77~0.81m(平均0.80m)、試験杭B0.79~0.82m(平均0.80m)であり、ほぼ均等であった。GL-11.0m~GL-13.0mの区間においては、試験杭A、Bとも2つのふしが形成されていた。GL-13.0m以深においては、ほぼ均等な杭径であり、平均杭径は試験杭A、Bとも0.80mであっ

た。なお、ふしの深さは、上部のシルト層と下部の細砂層の境界部に相当していた。

杭周面には土が付着しており、土の付着厚は、上部の粘性土層で8～10mm、下部の細砂層で2～5mmであった。また、杭体のクラックは、目視によっては確認できなかった。

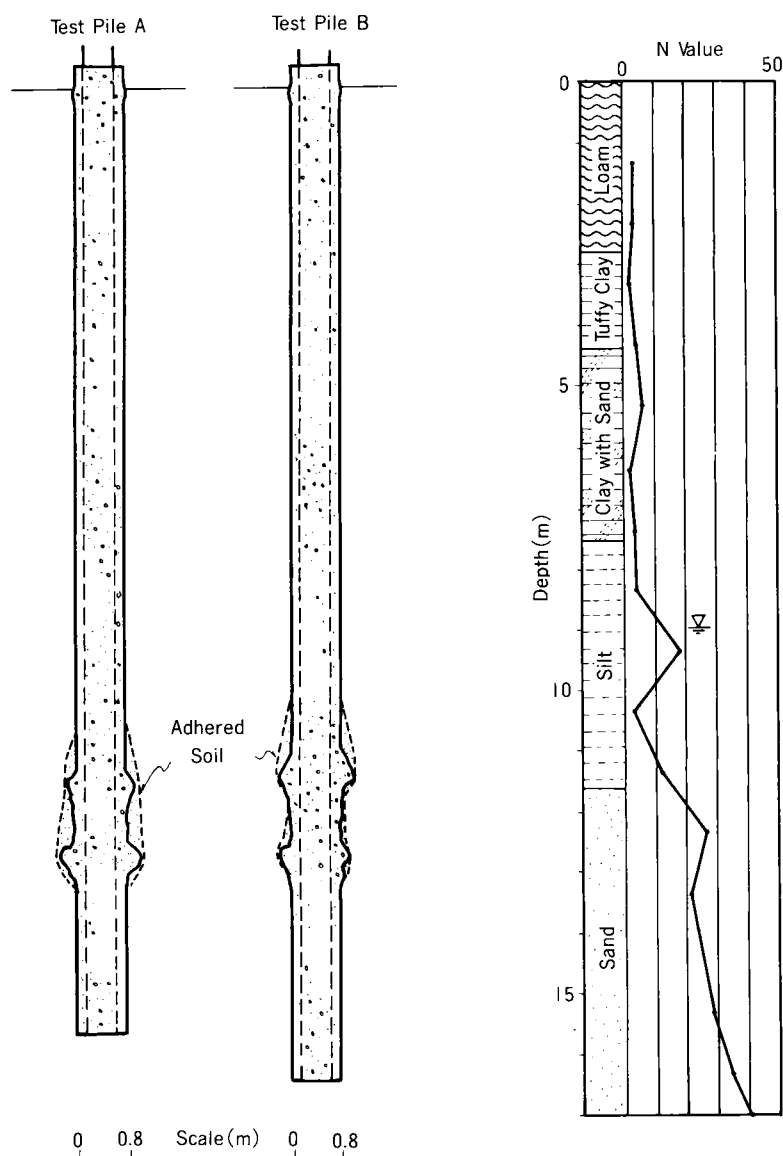


図 3-11 試験杭の出来型形状

### 3.3.5 周辺地盤の変位状況およびすべり面

図3-12に試験杭A周辺地盤の鉛直方向の変位分布を示す。地表面の変位分布は、杭周面より杭径の3～4倍程度離れた地点から杭に近づくにしたがい増加する傾向にあり、各測点の変位量は荷重の増加とともに増大する。しかし、荷重が240tf(2.35MN)、300tf(2.94MN)に増加した時には、B点(杭周面から40cm離れた地点)より外側の地点の変位量はほとんど増

加していない。地中の変位分布も同様な傾向を示している。

したがって、杭の引抜きの影響範囲は、杭周面より杭径の3～4倍程度と判断されるが、引抜荷重が最大に近づくと、杭に追従して変形する地盤の範囲は杭の半径程度以内に限定される。

図3-13に荷重240tf(2.35MN)ならびに荷重360tf(3.53MN)の時の周辺地盤の変位分布を示す。この図は図3-11に示した変位量をもとに作成したものである。同図において、等変位の曲線は、ふしの区間を除けば、ほぼ杭軸と平行である。

図3-9、10、11、12、13に示した結果から、すべり面は地表面およびふし付近を除けば、おおむね杭周面近傍の地中に円筒状を呈していると考えられる。

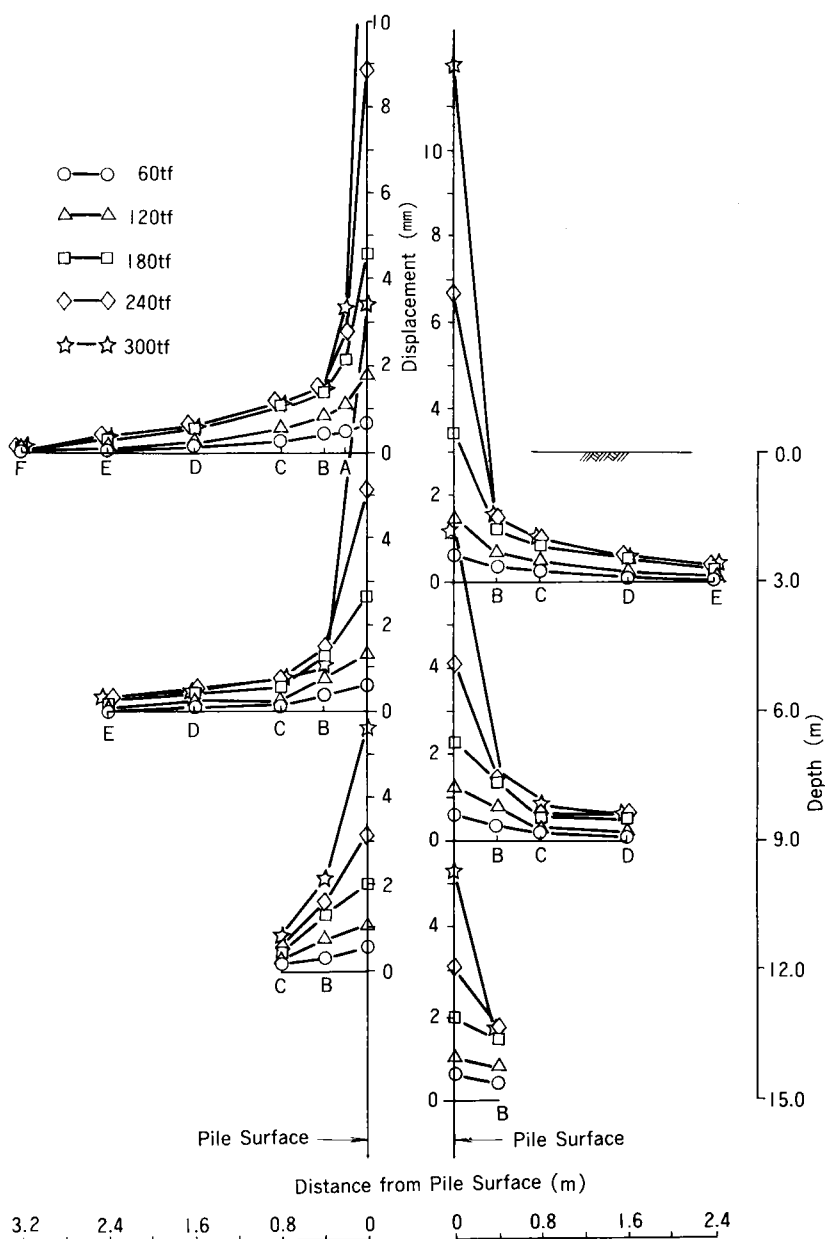


図3-12 杭周辺地盤の鉛直変位分布(試験杭A)



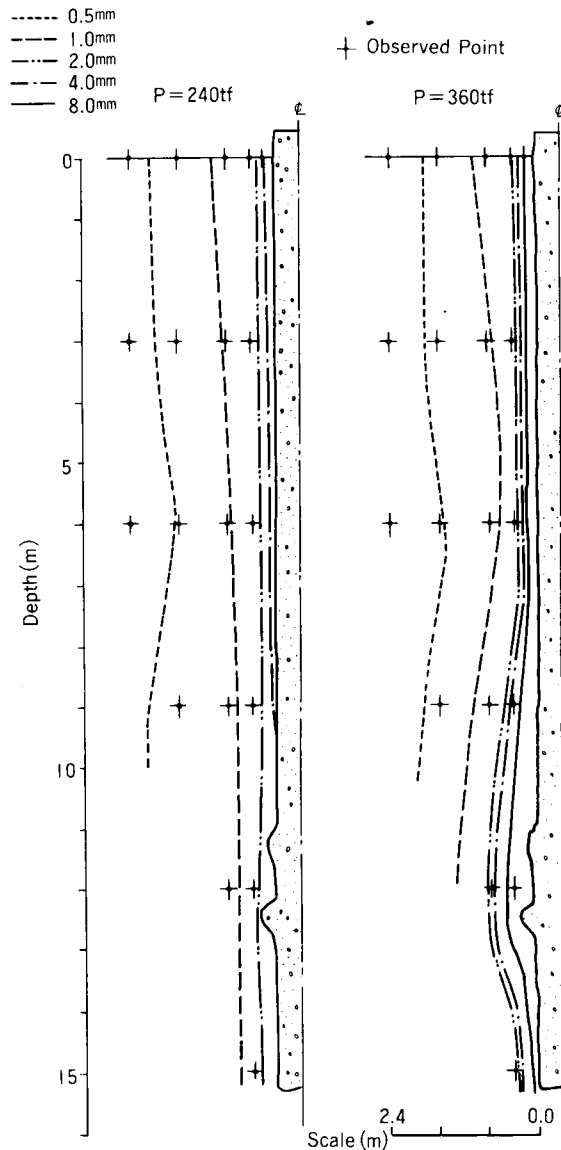


図 3-13 杭周辺地盤の等変位分布(試験杭 A)

### 3.3.6 反力杭の挙動

反力杭は、試験杭1本に対し、4本で受けもっており、反力杭1本にかかる荷重は、引抜き荷重と反力桁の自重の総計の $\frac{1}{4}$ の押し込み荷重である。ここでは、反力杭No.2の結果について述べる。

図3-14にA杭を載荷した時のNo.2反力杭の荷重～変位(沈下)～時間曲線を示す。最大荷重92tf(0.90MN)載荷時の変位量は、1.72mmであった。反力杭4本の平均は、1.40mmである。一方、試験杭A、Bの荷重90tf載荷時の変位量は、それぞれ1.06mm、1.01mmである。反力杭と試験杭の変位量の比は1.4：1でこれは反力杭と試験杭の根入長比の逆数(17m/12

m) とほぼ一致している。

図3-15に  $\log P \sim \log S$  曲線を示す。この図において荷重50～65tfの間に最初の折点が認められる。

図3-16に鉄筋ひずみ分布を示す。ひずみはほぼ直線的に変化しており、先端付近のひずみ量は最終荷重においても小さく、荷重は、先端までほとんど達していないことがわかる。このことから、反力杭はほとんど周面摩擦力で抵抗していると思われる。

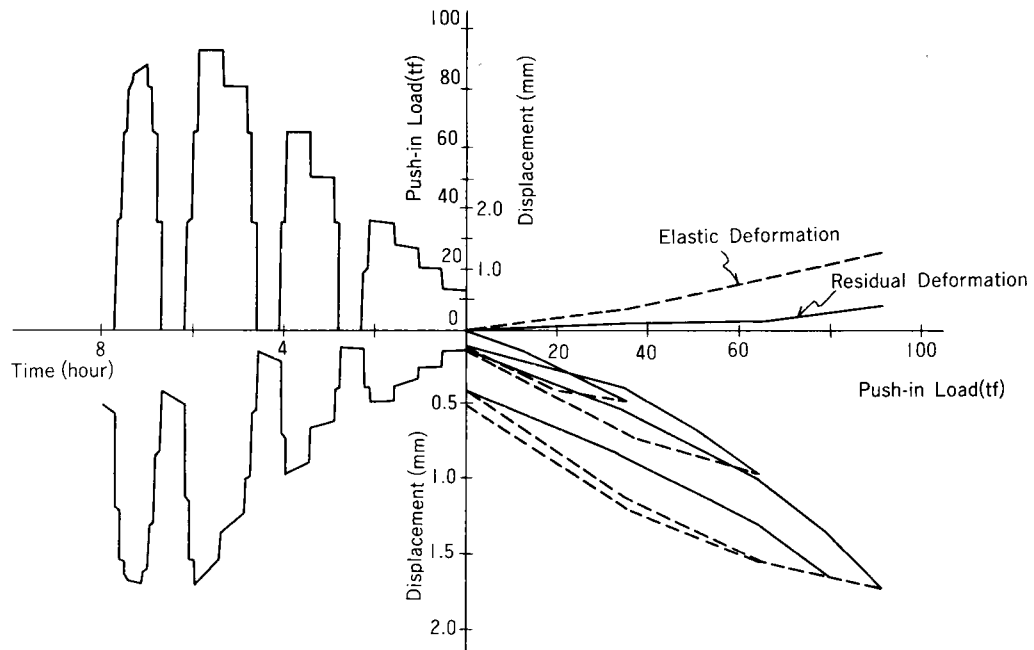


図 3-14 押込み荷重～変位置～時間曲線(反力杭)

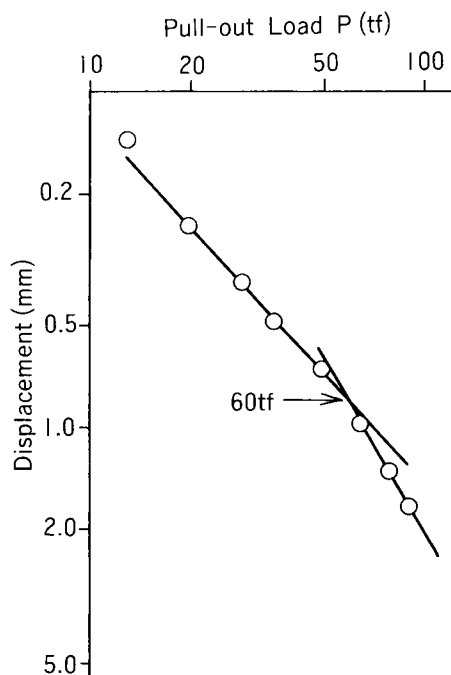


図 3-15  $\log P \sim \log S$  曲線(反力杭)

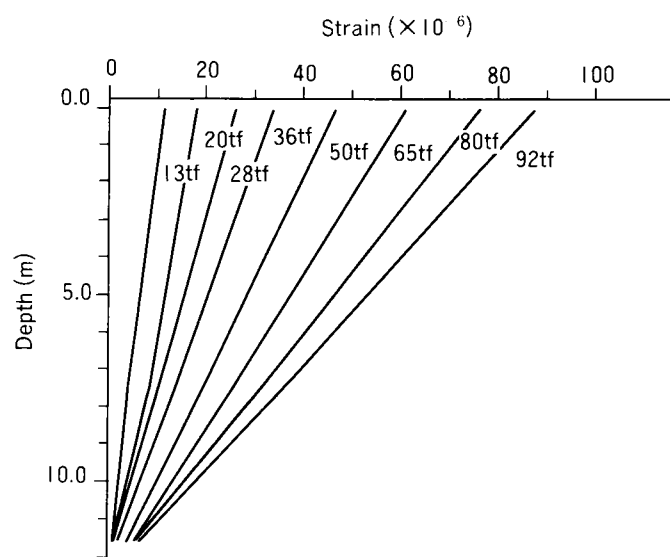


図3-16 鉄筋ひずみ分布(反力杭)

### 3.4 杭周面の摩擦力と変位

3.3で述べたように、杭と地盤のせん断抵抗面は、杭周面から数mm程度離れた地中にあると考えられる。したがって、杭の引抜き抵抗力のうち、杭周面の摩擦力は、地盤のせん断抵抗力で評価できるものとする。ここでは、各深度で計測した軸力分布から得られる杭周面摩擦力について考察する。

杭周面摩擦力は、軸力の深度分布から各深度の軸力差を求め、その区間における平均杭周面積で除すことにより得ることができる。今回の実験においては、主筋およびコンクリートのひずみから、次式により各深度の軸力を求めることにする。

$$P_i = \epsilon_{ci} \cdot E_{ci} \cdot A_{ci} \cdot \epsilon_{si} \cdot E_s \cdot A_s \quad (3.1)$$

ここに  $P_i$  :  $i$  断面における軸力

$\epsilon_{ci}$  :  $i$  断面におけるコンクリートのひずみ

$E_{ci}$  :  $i$  断面におけるコンクリートの弾性係数

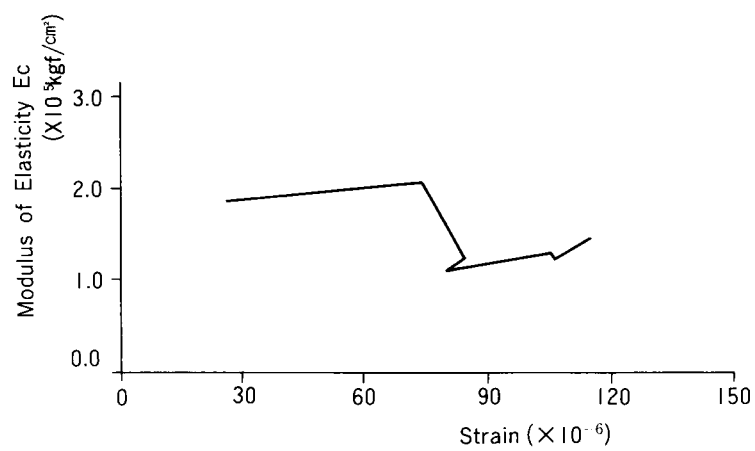
$A_{ci}$  :  $i$  断面におけるコンクリートの断面積

$\epsilon_{si}$  :  $i$  断面における主筋のひずみ

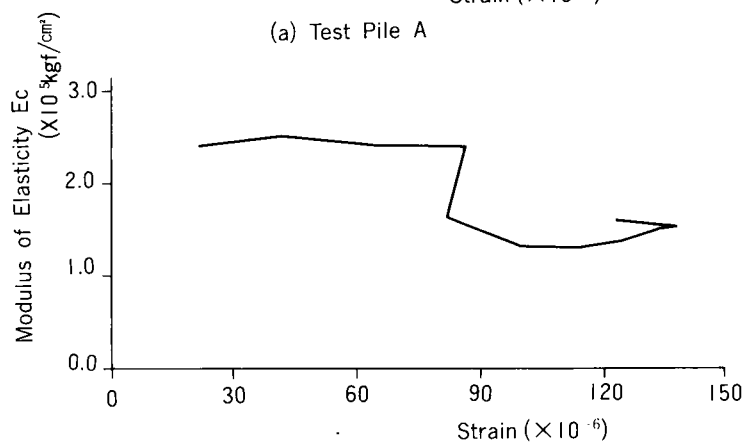
$E_s$  : 主筋の弾性係数

$A_s$  : 主筋の断面積

なお、コンクリートの弾性係数 $E_{ci}$ は、試験杭頭部における軸力と載荷重が等しいことを利用し、式(3.1)に杭頭部の断面における各実測値を代入することにより、逆算することにした。図3-17、18に逆算した $E_{ci}$ とコンクリートのひずみの関係を示す。この結果、コンクリートにクラックが生じる前の $E_{ci}$ は、試験杭Aでは $2.0 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2 (1.96 \times 10^4 \text{MPa})$ 、試験杭Bでは $2.5 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2 (2.45 \times 10^4 \text{MPa})$ であり、クラック発生後の $E_{ci}$ はA、B両杭とも $1.5 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2 (1.47 \times 10^4 \text{MPa})$ であった。反力杭では、コンクリートのクラックの発生は認められず、 $E_{ci}$ は $2.0 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2 (1.96 \times 10^4 \text{MPa})$ でほぼ一定であった。



(a) Test Pile A



(b) Test Pile B

図 3-17 コンクリートの弾性係数とひずみの関係(試験杭)

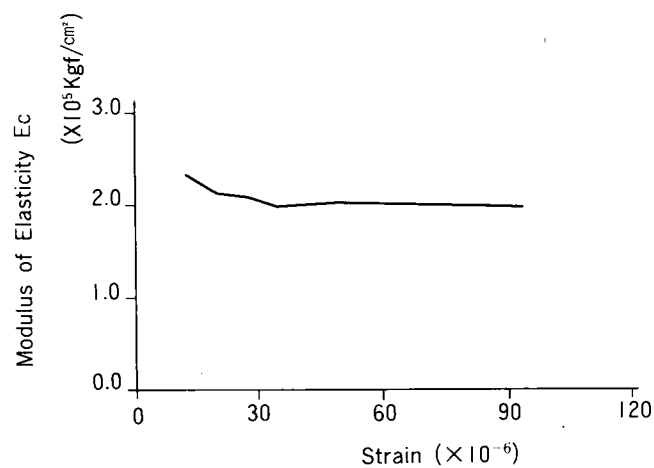


図3-18 コンクリートの弾性係数とひずみの関係 (反力杭)

以上の方法で求めた軸力分布を図3-19、20に示す。試験杭Aにおいては、GL-11.6m～GL-12.6mの区間、試験杭Bにおいては、GL-9.0m～GL-12.6mの区間の軸力分布の勾配が急激に増大している。この区間は、前述したふしのある区間に相当する。この区間の上方の粘性土層および下方の砂質土層においては、それぞれ勾配が一定であり、ふしの影響はその近傍に限定され则认为られる。したがって、杭周面摩擦力評価にあたっては、ふしの部分を除外した。なお、クラック発生後においてもコンクリートに約60tf(0.59MN)の軸力が分担されている。

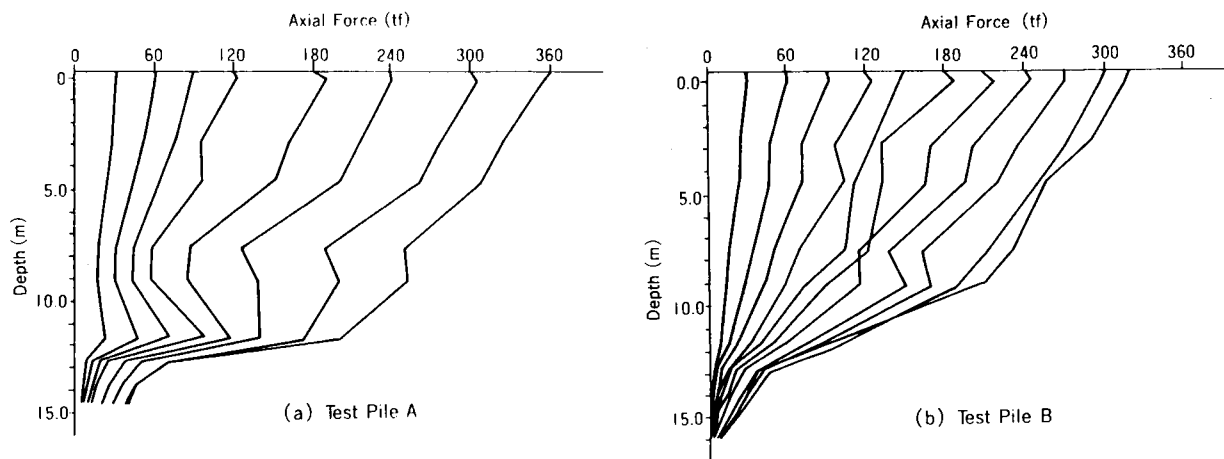


図3-19 軸力分布(試験杭)

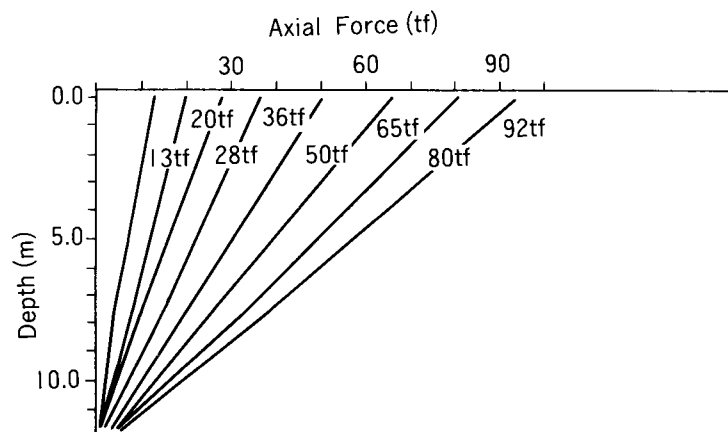


図3-20 軸力分布(反力杭)

図3-21、22には、図3-19から求めた粘性土層、砂質土層の杭周面摩擦力と杭の変位量の関係を示す。なお、各層におけ変位量は、杭頭部と杭先端部の変位量の実測値から、各層における主筋のひずみから求まる杭体の伸び量を補正して求めている。

図3-21によると、粘性土層においては、試験杭A、Bとも変位量2～5mm程度でほぼピークに達している。

図3-22に示す砂質土層においては、試験杭A、Bとも変位量5～10mm程度の変位量でほぼピークに達している。

図3-23に図3-20から求めた反力杭の周面摩擦力と変位量の関係を示す。同図には、同じ層の試験杭の周面摩擦力を併記した。前述したように、反力杭1本当たりの押し込み荷重は試験杭の引抜き荷重の $\frac{1}{4}$ である。このため、最大荷重時の変位量は、1.4mmと小さいが、この変位量にいたる摩擦力は、試験杭とほぼ同じ値を示している。このことは、短期の荷重における引抜き摩擦力は押し込み摩擦力と同等に取り扱えることを示唆していると考えられる。

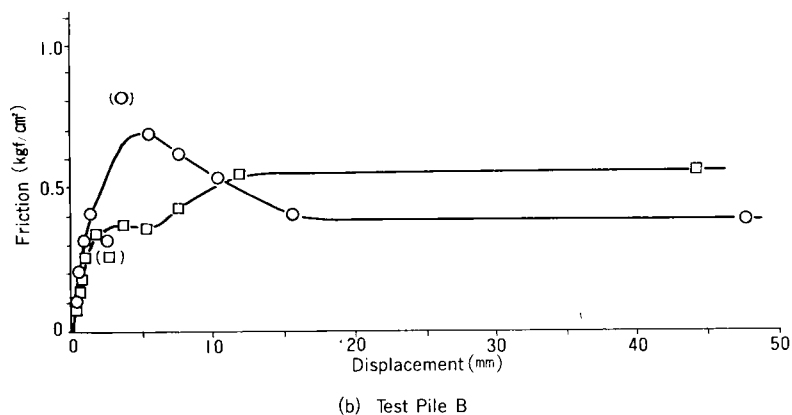
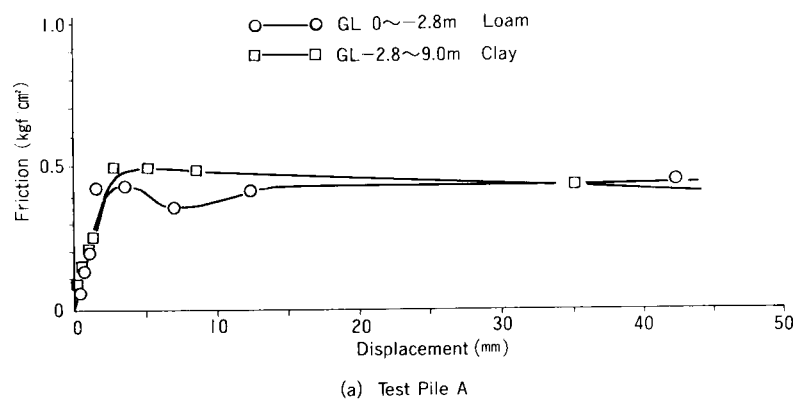
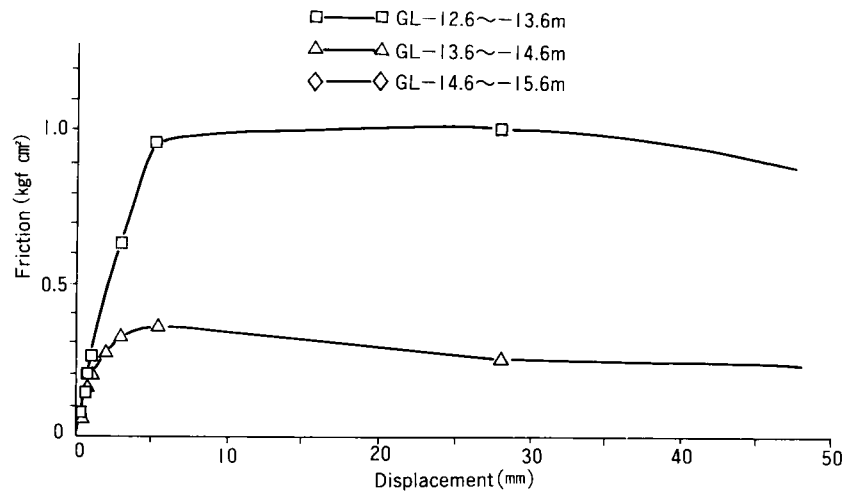
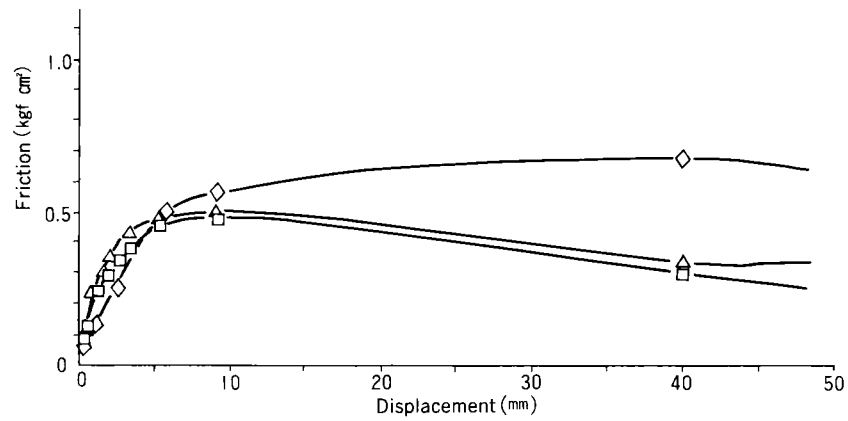


図3-21 粘性土の摩擦力～変位曲線（試験杭）



(a) Test Pile A



(b) Test Pile B

図3-22 砂質土の摩擦力～変位曲線（試験杭）

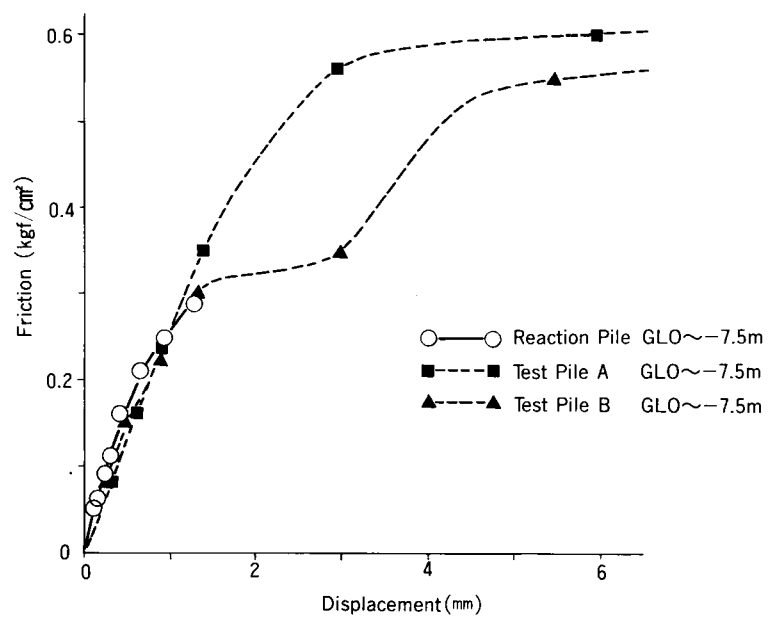


図3-23 反力杭と試験杭の比較（摩擦力～変位曲線）

### 3.5 最大周面摩擦力とN値ならびに土のせん断強度との関係

図3-24に最大周面摩擦力の実測分布と土のせん断強度の分布を示す。

同図より、GL-9.0m~GL-12.6mの区間を除けば、実測最大周面摩擦力と室内せん断試験による土のせん断強度のそれぞれの平均値との関係は次のように近似できる。

$$f_c \doteq q_u/2 \quad (3.2)$$

$$f_s \doteq K_o \sigma'_v \tan \phi_d \quad (3.3)$$

ここに  $f_c$  : 粘性土層の最大周面摩擦力 (tf/m<sup>2</sup>)

$f_s$  : 砂質土層の最大周面摩擦力 (tf/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 粘性土層の一軸圧縮強度 (tf/m<sup>2</sup>)

$K_o$  : 静止土圧係数 ( $=1-\sin\phi_d$ )

$\sigma'_v$  : 有効鉛直土圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$\phi_d$  : 砂の内部摩擦角 (度)

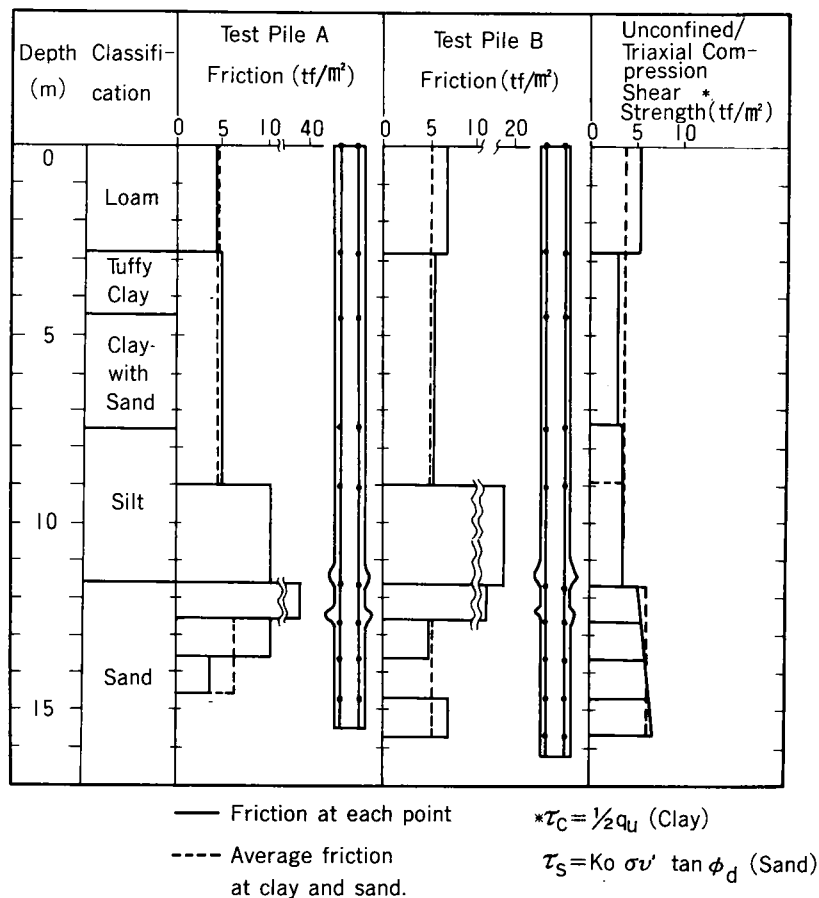


図3-24 最大周面摩擦力と土のせん断強度の分布



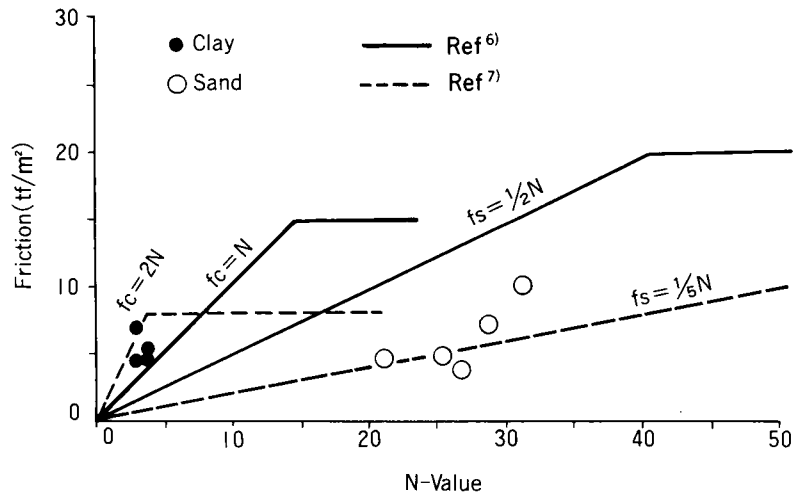


図3-25 最大周面摩擦力とN値の関係

また、図3-25に最大周面摩擦力とN値の関係を示す。

同図より、粘性土層および砂質土層の実測最大周面摩擦力のN値のそれぞれの平均値との関係は、次のように近似できる。

$$f_c \doteq 1.5N \quad (3.4)$$

$$f_s \doteq 0.2N \quad (3.5)$$

ここに、N：各層の平均N値

なお、GL-9.0m～GL-12.6mの区間の層の実測値は、土のせん断強度よりかなり大きな値を示している。これは、ふし付近の地盤が杭の移動とともに半径方向に押し広げられ、杭周面に大きな水平土圧が作用したことが大きな要因と考えられる。

### 3.6 まとめ

実規模大の場所打ち杭を利用した引抜き実験より、杭の引抜き抵抗機構の基本的特性を明らかにした。以下にその結果を要約する。

(1) 場所打ち杭の主筋およびコンクリートのひずみ分布の計測結果から、引抜き力を受ける杭体の応力伝達特性を明らかにした。すなわち、初期荷重における杭体の軸力は主筋とコンクリートが一体となって分担するが、荷重が増加し、コンクリートのひずみが限界値以上となるとコンクリートにクラックが生じ、主筋の軸力分担の割合が増大する。本実験において、上記の限界ひずみは $(70 \sim 80) \times 10^{-6}$ であり、クラック発生後においてもコンクリートに約60tf(0.59MN)の軸力が分担されていた。

(2) 杭周辺地盤の変位の計測結果から、杭引抜きの影響範囲は、杭周面より杭径の3～4倍程度と判断される。ただし、引抜き荷重が最大に近づくと、杭に追随して変形する地盤の範囲は、杭周面からほぼ杭径以内に限定される。

(3) 杭周面の土の付着状況および周辺地盤の変位の観測結果より、杭～地盤系のせん断抵抗面は、杭周面近傍の地中に円筒状を呈していることを確認した。なお、地表面付近にコーン状のクラックが認められた。

(4) 最大周面摩擦力は土のせん断強度で評価できることを確認した。すなわち、実用上、粘性土については、 $f_c = q_u / 1.5 \text{ N (tf/m}^2\text{)}$ 、砂質土については  $f_s = K_0 \sigma'_v \tan \phi_d = 0.2 \text{ N (tf/m}^2\text{)}$  で近似できる。

(5) 試験杭と反力杭の周面摩擦力と変位の計測結果から、引抜き摩擦力と押し込み摩擦力は、引抜き最大荷重の1/4程度の荷重においてはほぼ同等であることを確認した。

## 参考文献

- 1) 伊藤圭典, 前原雅幸: 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察, 土木学会論文集, 第376号/III-6, pp.59~67, 1986.
- 2) 伊藤圭典: 打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗力比較測定, 第23回土質工学シンポジウム, pp.1~8, 1978.
- 3) 小粥庸夫・大内政典: PIPくいの支持力機構に関する研究(その2), 清水建設研究所報 Vol.25, pp.1~24, 1975.
- 4) 林七郎・奥山一夫: 送電用鉄塔基礎の引揚実験結果ならびにその解析, 電力土木, No.161, pp.18~35, 1979.
- 5) Ismael, Nabil F. and Klym, Tony W.: Uplift and Bearing Capacity of Short Piers in Sand, Proc. of ASCE, GT5, pp.579~594, 1979.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(Ⅳ下部構造編), 1980.
- 7) 日本建築学会: 建築基礎構造設計規準・同解説, 1974.

## 第4章 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する解析<sup>1)</sup>

### 4.1 概 説

第3章では、場所打ち杭の引抜き抵抗に関する基本的特性を現場実験により明らかにした<sup>2)</sup>。

しかし、引抜き抵抗機構を解明し、設計の実務へ反映するためには、なお、多くの検討すべき課題が残されている。特に、杭～地盤系の変形、破壊機構を明らかにし、予測することは重要な課題である。

本章は、杭の引抜き実験から得られる周面摩擦力～変位の実測値と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係を述べ、この結果を用いて数値解析を行い、杭～地盤系の変形、破壊挙動に関する計算値と実測値との比較、予測手法について述べたものである。

### 4.2 杭周面摩擦力と土のせん断変形特性

杭に引抜き力を与えた時に杭周面に作用する摩擦力は、周面に接した土のせん断ひずみに対応するせん断応力と考えられている。杭の変位量が増大し、土のせん断ひずみが限界値に達すると杭周面あるいは杭近傍の地中にすべりが生じ、摩擦力は最大値に達する。このような現象は、実測された周面摩擦力～変位量曲線から理解できる。この最大周面摩擦力は、土質試験から得られる土のせん断強度で評価できることを第3章で確認した。

しかし、杭の変位量の予測を行うためには、実測された周面摩擦力～変位量曲線と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係を明確にすることが必要である。

ここでは、第3章で示した場所打ち杭(半径 $r_0=40\text{cm}$ )の周面摩擦力～変位量曲線および地中変位分布をもとに周辺地盤のせん断変形特性について考察する。

図4-1に対象とした試験杭Aと各種計器および地層断面を示す。なお、試験杭の形状は、杭を引揚げて調査した結果を示している。

図4-2にローム層(GL0.0m～GL-2.8m)、凝灰質粘性土層(GL-2.8m～GL-9.0m)ならびに砂質土層(GL-12.6m～GL-15.6m)の実測された周面摩擦力～変位量～ひずみ曲線を示す。同図において、第1象限は周面摩擦力と変位量の間係を示し、縦軸に杭の変位量、横軸に周面摩擦力を示している。第2象限は地中の鉛直方向の変位分布を示し、縦軸に変位量、横軸に杭中心からの距離を杭の半径の比( $r/r_0$ )として示している。なお、杭

周面に接した土の変位量は杭の変位量と一致させている。第4象限は摩擦力と土のみかけのせん断ひずみ(以下「せん断ひずみ」と表示する)の関係を示し、縦軸に土の「せん断ひずみ」、横軸に周面摩擦力を示している。なお、土の「せん断ひずみ」とは、杭周面( $r=r_0$ )と周面から40cm離れた地点( $r=2r_0$ )における鉛直変位の差を、その間の距離(40cm)で除した値としたものである。

ローム層 図4-2a)における各曲線の相互関係を考察する。摩擦力～変位量曲線から、杭の変位量1.5mm(荷重120tfに相当)以内においては摩擦力は変位量の増加にともないほぼ直線的に増大している。これに対応する地中の変位分布曲線は、杭周面に向かってなめらかに増加する性状を示し、土と杭周面との境界面にはずれは生じていないと判断される。杭の変位量が1.5mm～3.5mm(荷重120tf～180tf)にいたる間に摩擦力は最大に達し、以後変位量の増加とともに摩擦力は減少している。摩擦力が最大になった時点での変位分布曲線は、 $r=2r_0$ の地点から杭周面にいたる間に急激に増加している。以後、杭の変位量が増加しても $r=2r_0$ の地点より外側の変位量の増加は認められない。以上のことから、杭の変位量が小さい時には、周辺地盤も杭に追随して変形し、変位量が増加し周面摩擦力が最大に近づくと、杭周面近傍の土にすべりが生じることがうかがえる。一方、周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線から、「せん断ひずみ」の増加に応じて摩擦力が増大し、「せん断ひずみ」が限界値に達すると破壊に至ることが認められる。

凝灰質粘性土層(図4-2b)、砂質土層(図4-2c)についても同様な性状を示している。なお、「せん断ひずみ」の限界値は、粘性土で0.5～0.7%、砂質土で1.0%程度である。以上により、冒頭に述べた土のせん断ひずみに対応する杭周面の摩擦力特性を検証できたと考えられる。

つぎに、図4-2に示した摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係について考察する。同図に示した破線は、一軸圧縮試験(粘性土)と

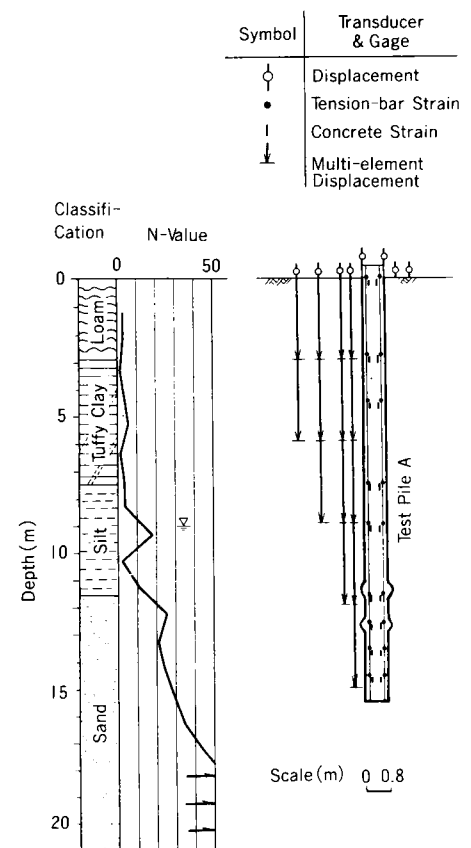


図 4 - 1 地質概要、試験杭および計器の配置

三軸圧縮(CD)試験(砂質土)結果を用いて次式より求めている。

$$G = \alpha E_{50} / 2(1 + \nu) \quad (4-1)$$

$$f_c = q_u / 2 \quad (4-2)$$

$$f_s = K_0 \sigma_v' \tan \phi_d \quad (4-3)$$

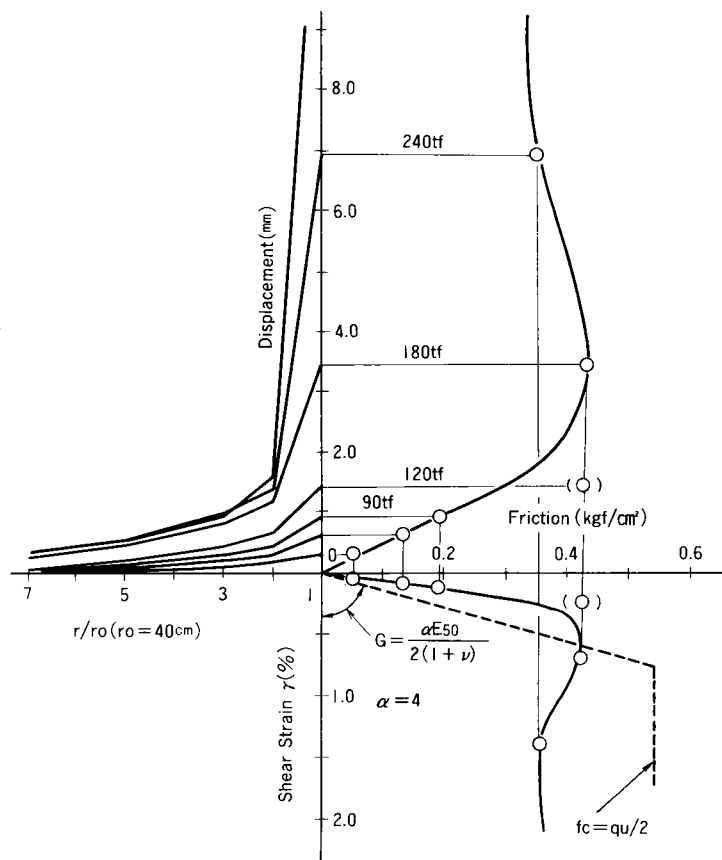
ここに、 $G$ ：土のせん断弾性係数(破線の勾配)

$E_{50}$ ：土の変形係数

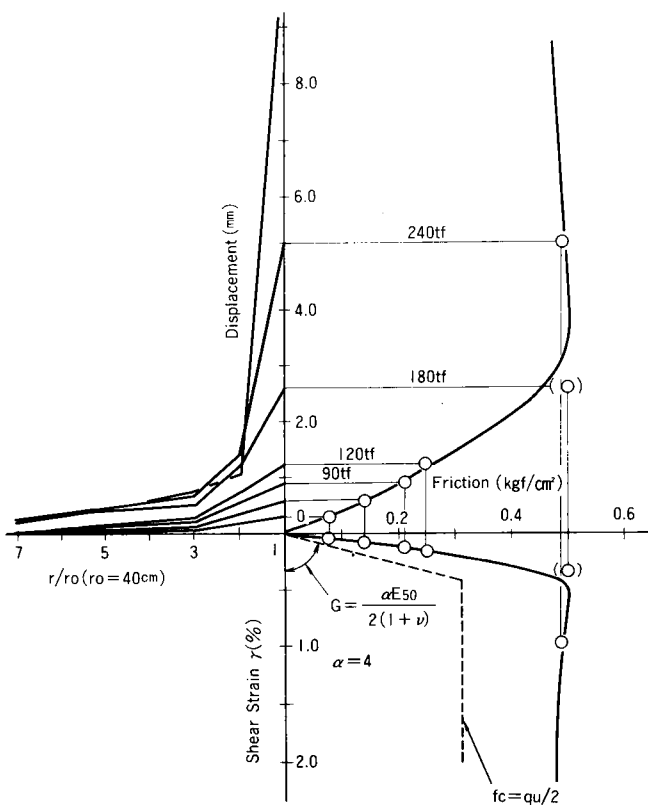
$\nu$ ：ポアソン比(粘性土0.45、砂質土0.35)

$\alpha$ ：補正係数(道路橋示方書<sup>3)</sup>、 $\alpha = 4$ )

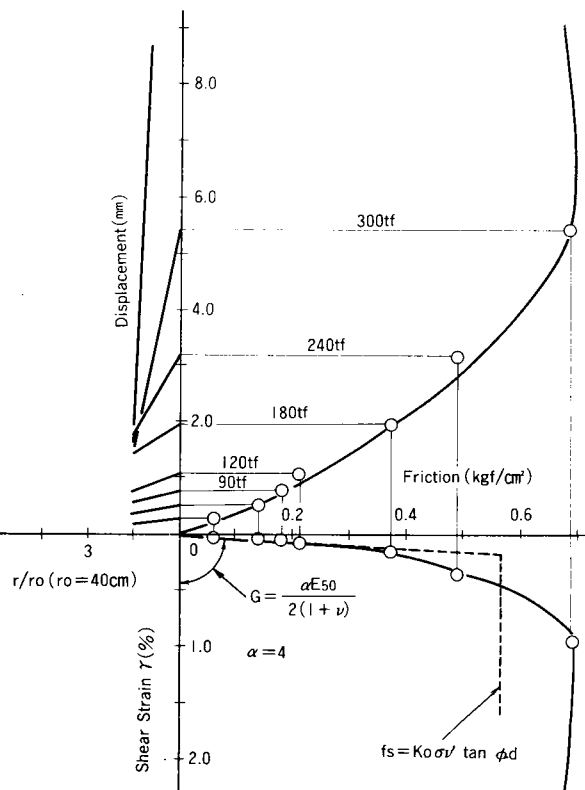
$f_c$ ：粘性土の最大摩擦力(破線の上限值)



(a) Loam GL0~-2.8m



(b) Tuffy Clay GL-2.8~-9.0m



(c) Sand GL-12.6~-15.6m

図 4-2 摩擦力～変位～せん断ひずみ曲線

- $f_s$  : 砂質土の最大摩擦力(破  
線の上限值)  
 $q_u$  : 粘性土の一軸圧縮強度  
 $K_0$  : 静止土圧係数( $K_0=1-\sin\phi_d$ )  
 $\sigma_v'$  : 有効土被り圧  
 $\phi_d$  : 砂の内部摩擦角

図4-2から、実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験結果とは比較的良く対応していると考えられる。

### 4.3 現場実験の数値シミュレーション

ここでは第3章で示した現場実験を有限要素法を用いてシミュレートし、引抜き抵抗に関する基本的特性を数値解析的に検討する。

#### 4.3.1 解析条件

杭～地盤系の応力・変形解析を行う場合、実測された挙動を忠実に再現できる解析手法を選定することが望ましい。杭の形状や複雑な地層構成等を反映できる解析法としては、現在のところ有限要素法が最も適していると考えられる。さらに解析手法の実務への展開を考慮すれば、入力条件である材料の応力～ひずみの関係は、できるだけ単純なことが必要である。

本解析では、地盤を非線形弾性体として取扱い、図4-3に示すように応力～ひずみ関係をバイリニアにモデル化し、せん断破壊に対してモール・クーロンの基準、引張り破壊に対しては引張り強度に従うことにした。

また、4.2でのべたように、杭の変位量の小さい時は周辺地盤も杭に追随して変形し、変位量の増大にともない、杭周面近傍の土ですべりが生じることが明らかになった。したがって、このような

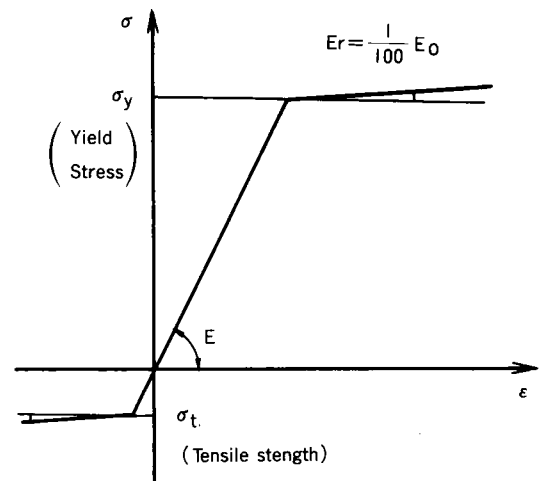


図4-3 地盤の応力～ひずみ関係

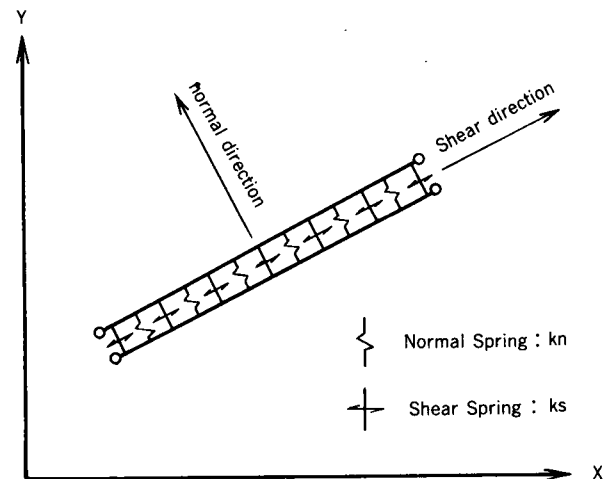


図4-4 ジョイント要素

挙動を解析する場合には、杭と地盤との不連続変形を考慮することが必要と考えられる。そこで、本解析では杭と地盤との境界面にGoodmanら<sup>4)</sup>が提案しているジョイント要素を使用することにした。このジョイント要素は、図4-4に示すように異種材料間に4接点を有する厚さのない要素であり、各接点間での相対せん断変位と要素内のせん断応力との関係から定義されるせん断バネ $ks$ および相対垂直変位と垂直応力との関係から定義される垂直バネ $kn$ からなる。なお、ここではそれぞれの変位と応力の関係を図4-5に示すようにバイリニアにモデル化し、破壊条件は地盤と同様にせん断に対してはモール・クーロンの基準、引張りに対しては引張り強度に従うことにした。杭と地盤を軸対称モデルとし、図4-6に示すような要素に分割した。地層構成は、上からローム層、凝灰質粘土層、シルト層、砂層の4層とした。杭の形状は実測寸法にできるだけ近似させた。解析に用いた材料の物性値を表4-1に示す。なお、物性値の設定にあたっては、次のことに留意した。

a) 地盤の強度定数は、粘性土に対しては $C=q_u/2$ 、砂質土に対しては $\phi=\phi_d$ とした。それぞれ、一軸圧縮試験および三軸圧縮(CD)試験から得られる値である。また、引張り強度 $\sigma_t$ は、文献

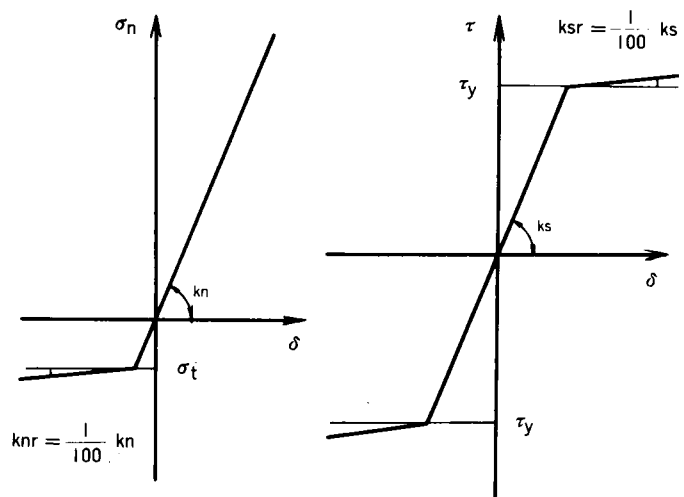


図4-5 ジョイント要素の応力～変位関係

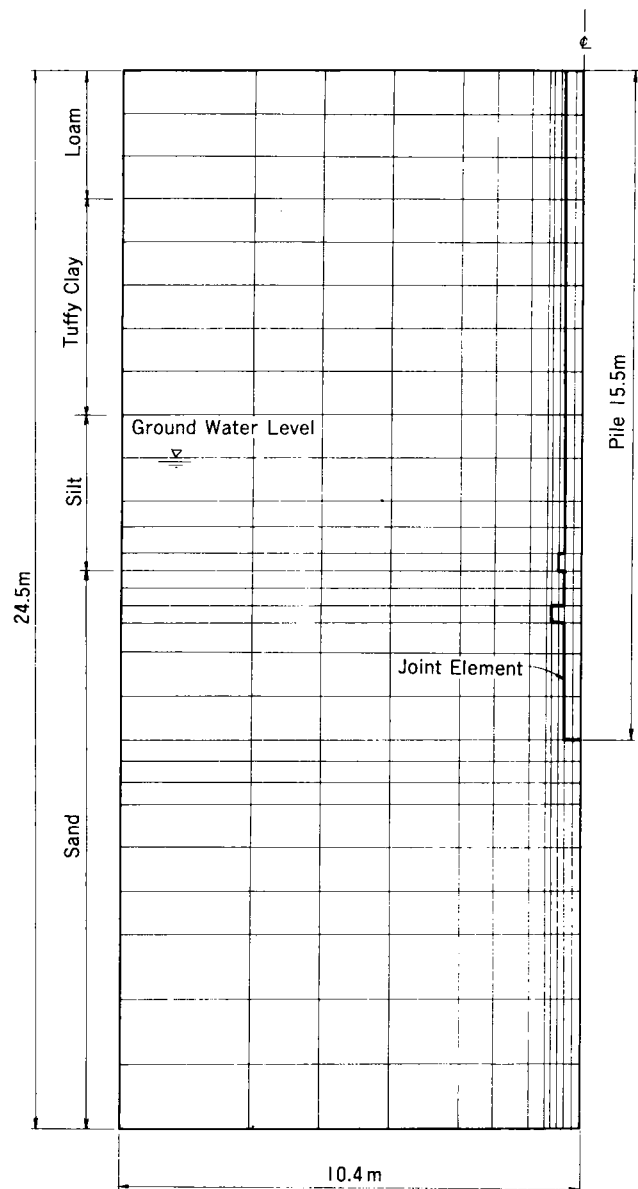


図4-6 要素図



表4-1 入力物性値

| Element       | Material Parameters                       | Pile              | Loam  | Tuffy Clay | Silt  | Sand   |
|---------------|---|-------------------|-------|------------|-------|--------|
| Solid element | C<br>(kgf/cm <sup>2</sup> )               | —                 | 0.55  | 0.29       | 0.33  | 0.0    |
|               | $\phi$<br>(degree)                        | —                 | 0.0   | 0.0        | 0.0   | 40.0   |
|               | $\sigma_t$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> )      | 19.0              | 0.11  | 0.06       | 0.07  | 0.0    |
|               | E <sub>0</sub><br>(kgf/cm <sup>2</sup> )  | $2.4 \times 10^5$ | 212.0 | 84.0       | 136.0 | 1000.0 |
|               | E <sub>r</sub><br>(kgf/cm <sup>2</sup> )  | $1.9 \times 10^5$ | 2.1   | 0.8        | 1.4   | 10.0   |
|               | $\gamma_t$<br>(gf/cm <sup>3</sup> )       | —                 | 1.4   | 1.65       | 0.65  | 0.85   |
|               | $\nu$                                     | 0.17              | 0.45  | 0.45       | 0.45  | 0.35   |
| Joint element | C <sub>j</sub><br>(kgf/cm <sup>2</sup> )  | —                 | 0.55  | 0.29       | 0.33  | 0.0    |
|               | $\phi_j$<br>(degree)                      | —                 | 0.0   | 0.0        | 0.0   | 40.0   |
|               | $\sigma_{tj}$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> )   | —                 | 0.11  | 0.06       | 0.07  | 0.0    |
|               | k <sub>s</sub><br>(kgf/cm <sup>3</sup> )  | —                 | 212.0 | 84.0       | 136.0 | 1000.0 |
|               | k <sub>sr</sub><br>(kgf/cm <sup>3</sup> ) | —                 | 2.1   | 0.8        | 1.4   | 10.0   |
|               | k <sub>n</sub><br>(kgf/cm <sup>3</sup> )  | —                 | 212.0 | 84.0       | 136.0 | 1000.0 |
|               | k <sub>nr</sub><br>(kgf/cm <sup>3</sup> ) | —                 | 2.1   | 0.8        | 1.4   | 10.0   |

5)、6)等を参考にして粘性土で  $\sigma_t=0.2C$ 、砂質土で  $\sigma_t=0$ と仮定した。

b)地盤の変形係数 $E_o$ は、 $E_{50}$ を4倍した値を採用した。この値は、4.2で示した実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線の実測値と土質試験から得られた応力～ひずみの関係ならびに道路橋示方書等<sup>3)7)8)9)</sup>に示されている一般的な値を考慮して設定した。破壊後の変形係数 $E_r$ は、 $E_r=E_o/100$ と仮定した。

c)試験杭は、コンクリートとPC鋼棒との複合体であるが、これを均一材料として取扱うこととして弾性係数を算定した。算定にあたり、コンクリートの弾性係数は、実験から得られた値を用いた。

d)ジョイント部の物性の評価法は現在のところまだ確立されていないと考えられる。ここでは、実験結果にもとづいて、低い荷重レベルでは杭と地盤との間でのずれは生じないで、荷重が増大し、杭近傍の地盤が破壊に達してから、顕著なずれが生じるものとした。そこで、 $k_s$ 、 $k_n$ については、ジョイント部の破壊が生じるまでは、隣接する地盤の剛性に見合った大きな値を仮定し、破壊後はその1/100とした。強度定数についても、以上の考え方から隣接する地盤と同一とした。

なお、以上の解析（以下不連続解析と称する）の他に、ジョイント部を有さない、通常の連続体として取扱った有限要素法解析（以下連続解析と称する）も実施し、両者の比較を行うことにした。

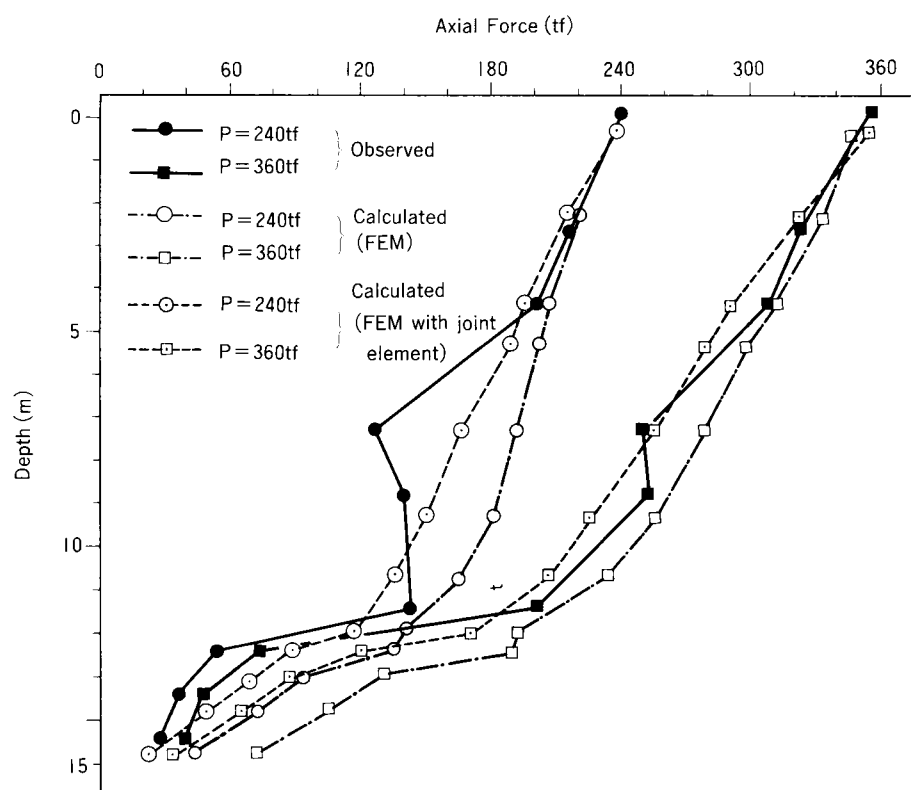


図 4-7 軸力分布

### 4.3.2 解析結果および実測値との比較

計算は、荷重を13ステップに分割し、1ステップの荷重を実験の最小ステップである30tf(0.29MN)に対応させた。

図4-7に引抜き荷重240tf(2.35MN)と360tf(3.53MN)載荷重時の杭体の軸力分布の計算値を実測値とあわせて示す。不連続解析および連続解析結果とも実測値と良い近似を示している。

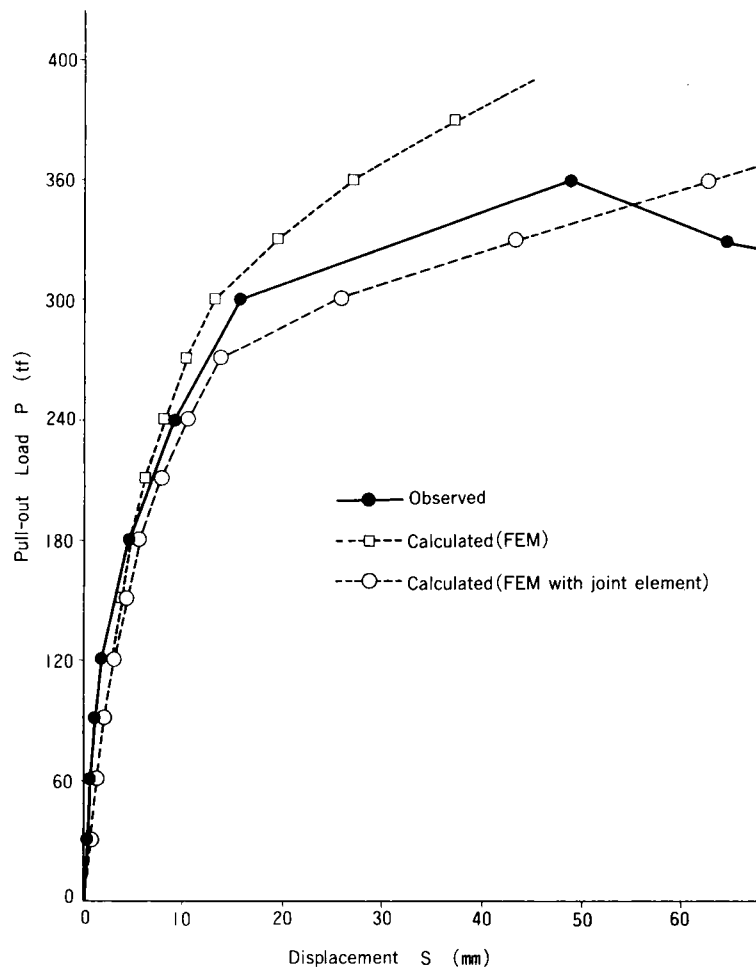


図4-8 引抜き荷重～変位置曲線

図4-8に引抜き荷重～変位置曲線の計算値を実測値とあわせて示す。不連続解析結果および連続解析結果とも、荷重270tf(2.65MN)までは実測値に良く近似している。しかし、荷重が270tf(2.65MN)を超え、最大荷重に近づくと、不連続解析結果は実測値に比較的良く近似しているが、連続解析結果は実測値との差が広がっている。両解析結果の変位置量の差は、杭と地盤とのずれによるものであり、最大荷重に近づくと杭と地盤との不連続変形を無視できないことがうかがえる。したがって、設計荷重レベルの変形問題に対しては、連

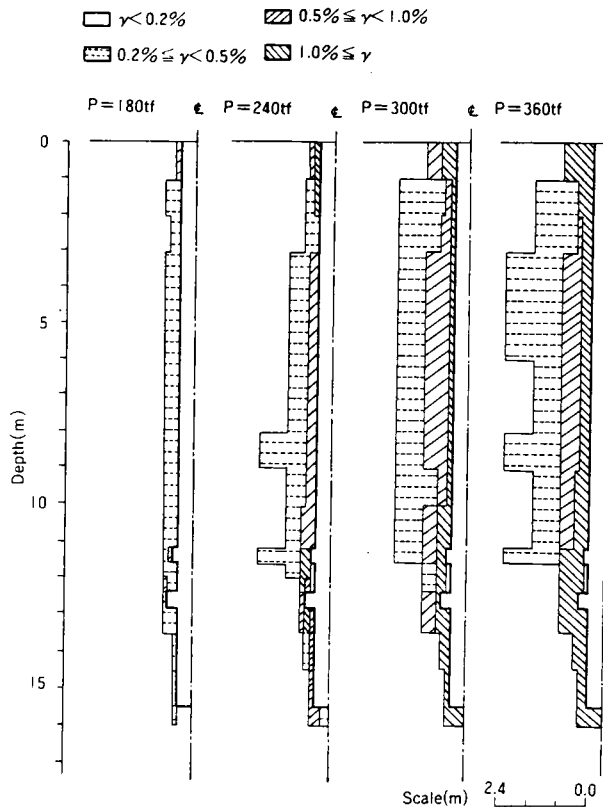


図4-9 せん断ひずみ分布(不連続解析)

続解析でも十分な精度が得られるが、大変形問題に対しては、不連続解析が有効と考えられる。

図4-9、10に杭周辺地盤のせん断ひずみの分布の計算結果を示す。図4-11に多段式変位計の実測結果により、4.2で示した方法で求めた「せん断ひずみ」分布を示す。両図から、不連続解析結果および連続解析結果とも実測結果と比較的良好に対応していると判断できる。

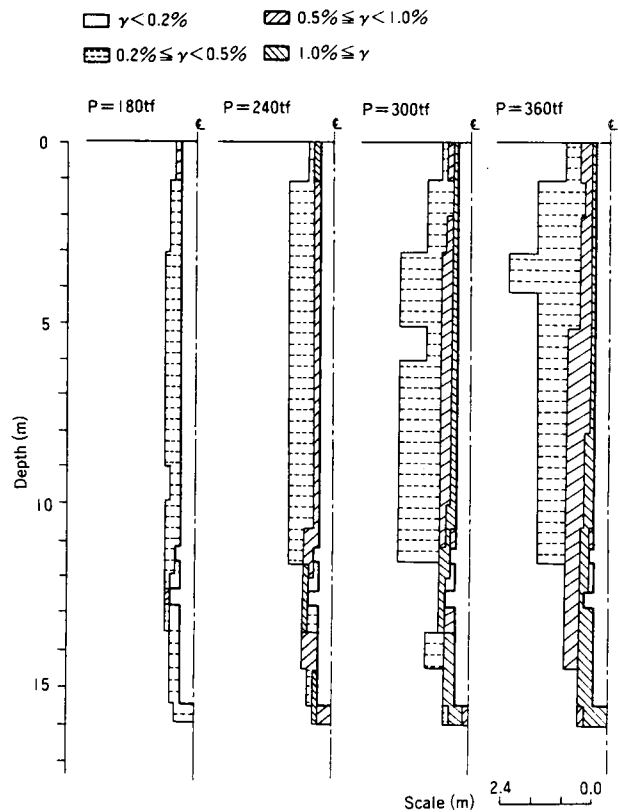


図4-10 せん断ひずみ分布(連続解析)

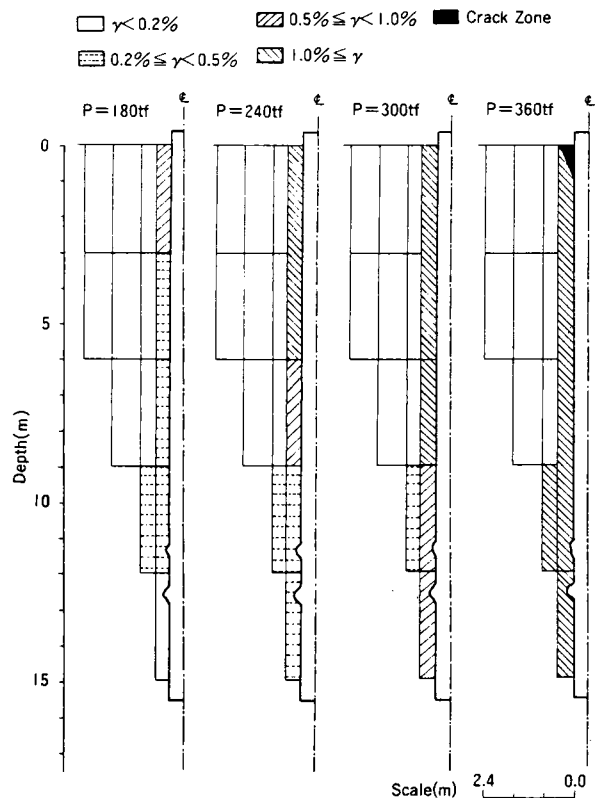


図4-11 せん断ひずみ分布および破壊領域(実測結果)

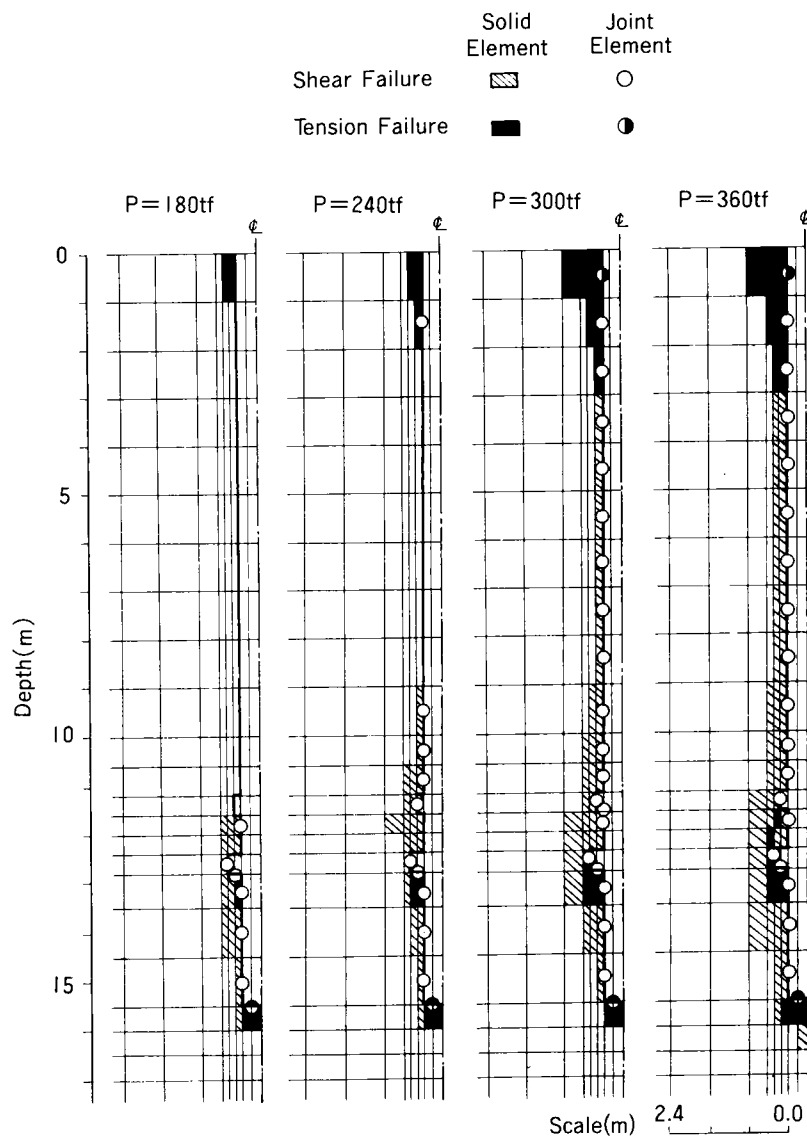


図 4 -12 破壊領域(不連続解析)

図4-12に不連続解析により得られた杭周辺地盤の破壊領域を示す。荷重180tf(1.78MN)で、地表付近の地盤は引張り破壊を生じており、また、杭先端付近の杭周辺近傍地盤はせん断破壊を生じている。荷重の増加にともない破壊領域は進展し、荷重300tf(2.94MN)で杭の全長にわたってジョイント部および杭周辺近傍地盤が破壊している。荷重360tf(3.53MN)で、破壊領域はさらに地中に広がっており、GL-3.0mまでは引張り破壊領域がコーン状を呈している。GL-3.0m以深では、せん断破壊領域は杭周面から杭半径程度以内の範囲で杭軸に平行な円筒状を呈している。連続解析結果もほぼ同様な傾向を示している(図4

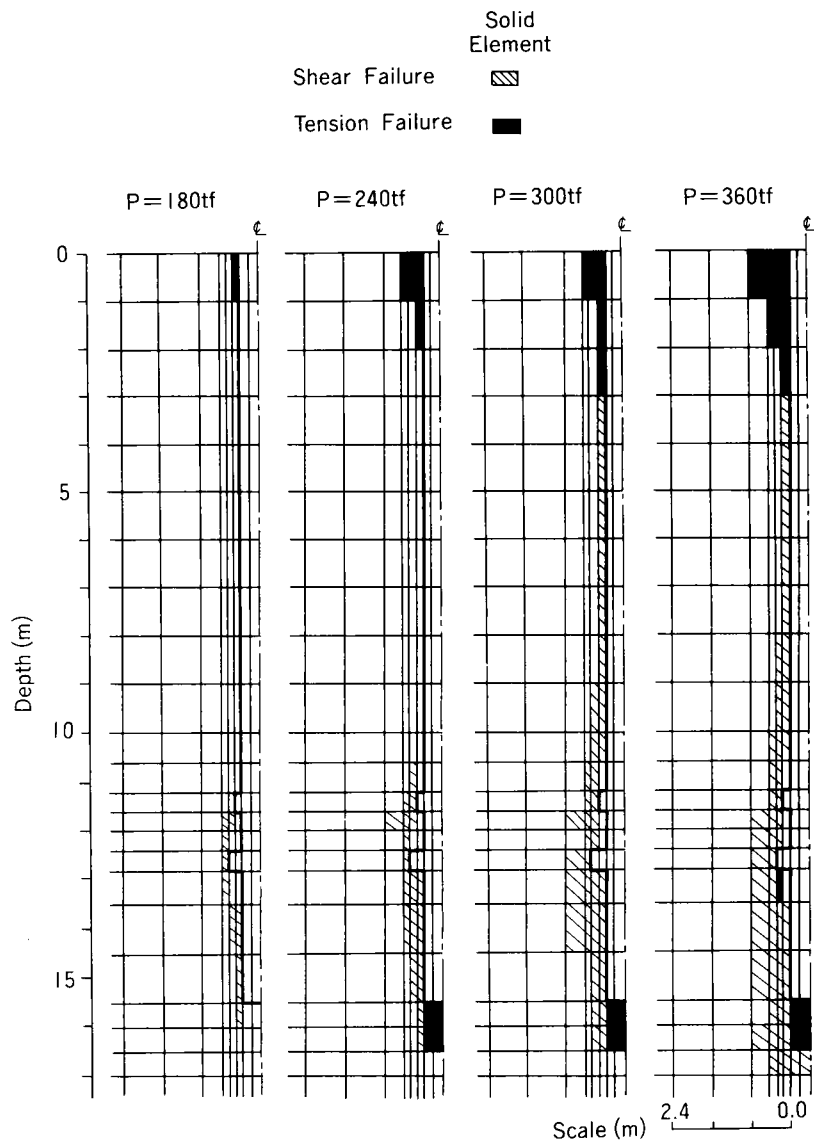


図 4-13 破壊領域(連続解析)

-13参照)。また、図4-11には現場実験により地表面付近で観測されたクラック領域を示してある。このコーン状のクラックは、第3章で示したように、引張り破壊により生じたものと想定されたが、本解析によりそれが裏付けられたものと考えられる。

## 4.4 まとめ

場所打ち杭の現場実測結果から、杭に引抜き力が作用した場合の杭～地盤系の変形・破壊機構に関する基本的な考察を行った。この結果に基づいて、有限要素法による現場実験のシュミレーションを行い、杭～地盤系の引抜き抵抗機構を数値解析的に検証した。以下にその結果を要約する。

(1) 実験結果から、土の「せん断ひずみ」に対応する杭周面摩擦力特性を検証できた。すなわち、杭周面に作用する摩擦力は、土の「せん断ひずみ」に対応して増加し、「せん断ひずみ」が限界値に達すると摩擦力は最大となり、杭周面近傍地盤にすべりが生じる。今回の実験における「せん断ひずみ」の限界値は、粘性土で0.5～0.7%、砂質土で1.0%程度であった。

(2) 実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験から得られる応力～ひずみ曲線との定量的な関係を示した。すなわち、実測せん断弾性係数は概ね $G=4E_{50}/2(1+\nu)$ で評価できる。

(3) 上記を踏まえ、地盤材料を非線形弾性体と仮定し、有限要素法による現場実験のシュミレーションを行った。この結果、杭の変形、軸力分布ならびに周辺地盤のひずみ分布の計算値は実測値と良い対応を示し、引抜き力を受ける杭～地盤系の挙動の予測法として有限要素法が妥当なことを示した。

(4) 杭の大変形問題に対しては、杭と地盤との不連続変形を考慮した有限要素法は有効な方法であるが、設計荷重レベルの変形問題に対しては、通常の連続体モデルでも十分な精度が得られることを確認した。

(5) 解析結果は、地表面付近に引張りによるコーン状の破壊が生じたこと、ならびに地表面付近を除けば、杭周辺地盤はせん断により破壊し、すべり面は杭周面のごく近傍の地中に円筒状に生じることを示した。この結果は、現場実験結果と良く対応しており、有限要素法は周辺地盤の破壊形態の予測法としても妥当であると考えられた。

## 参 考 文 献

- 1) 伊藤圭典, 前原雅幸, 大木正, 古賀明: 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する解析, 土木学会論文集, 第376号/III-6, pp.69~75, 1986.
- 2) 伊藤圭典, 前原雅幸: 場所打ちの引抜き抵抗に関する実験と考察, 土木学会論文集, 第376号/III-6, pp.59~67, 1986.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(IV下部構造編), 1980.
- 4) Goodman, R. E., Tayler, R. L., and Brekke, T. L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE., Vol. 94. SM3, pp. 637~659, 1968.
- 5) 梶谷正孝, 済木幸平: 土の引張りの強さの測定について, 第10回土質工学研究発表会, pp. 261~264, 1975.
- 6) 佐藤輝行, 豊岡義則: ロームの引張り強度・変形特性について, 第19回土質工学研究発表会, pp. 467~468, 1984.
- 7) 土質工学会: 土質調査法, 1983。
- 8) 森 博人, 有水恭一: 岩盤の力学的定数に関する試験(その2), 日本道路公団試験所報告(昭和54年度), pp. 163~178, 1980.
- 9) Uto, K., Maeda, H., Yoshii, Y., Takeuchi, M., Kinoshita, K. and Koga, A.: Horizontal behavior of pier foundations in a shearing type ground model, the 5th ICONMIG, pp. 115~123, 1985.



## 第5章 送電用鉄塔基礎設計への適用

### 5.1 概説

第2章、3章、4章、の実験、解析結果から、各種の杭の引抜き抵抗に関する基本的特性を明らかにすることができた。このことより、送電用鉄塔基礎の設計における打込み杭および場所打ち杭の引抜き抵抗に関する現行の評価基準の見直しが可能と判断され、新しい評価基準をとりまとめた。

本章は、第2章から第4章までに得られた結果を基にし、さらに他で実施された現場引抜き実験データを補足し、基礎の変位量との関連を考慮して、新しい評価基準を示すとともに、これを東京電力(株)の送電鉄塔の建設工事に適用した場合の経済的効用について述べたものである。

### 5.2 送電用鉄塔の基礎に加わる引抜き力

昭和34年8月の第7号台風、同年9月の伊勢湾台風および昭和36年9月の室戸台風によって被害をうけた電圧140kV以上の送電用鉄塔は全国で33基あり、うち倒壊が30基、損壊が1基、傾斜が2基であった。このうち、基礎の引揚げ抵抗力の不足が倒壊および傾斜の原因となったものが15基に達している<sup>1)</sup>。

送電用鉄塔の塔体および架渉線への風圧によって鉄塔部材および基礎に生じたひずみの観測値を図5-1に示す。同図によれば、a脚およびc脚は、連続してほぼ一定の圧縮あるいは引張り荷重を受けているが、b脚およびd脚では正負の繰返し荷重を受けている。

上述の事例から、送電用鉄塔の基礎の設計においては引揚げ抵抗力の吟味が重要であり、基礎杭に対しては繰返し荷重を考慮する必要があることが判る。

### 5.3 送電用鉄塔基礎の許容変位量

送電用鉄塔の基礎の変位は、上部構造から伝達される荷重、基礎自重および地形・地質などにより発生するが、各脚ごとに独立した基礎であるため、脚ごとの絶対変位量よりも脚間相対変位(不同変位)が上部構造に有害な影響を与える。鉄塔構造体としての裕度やボ

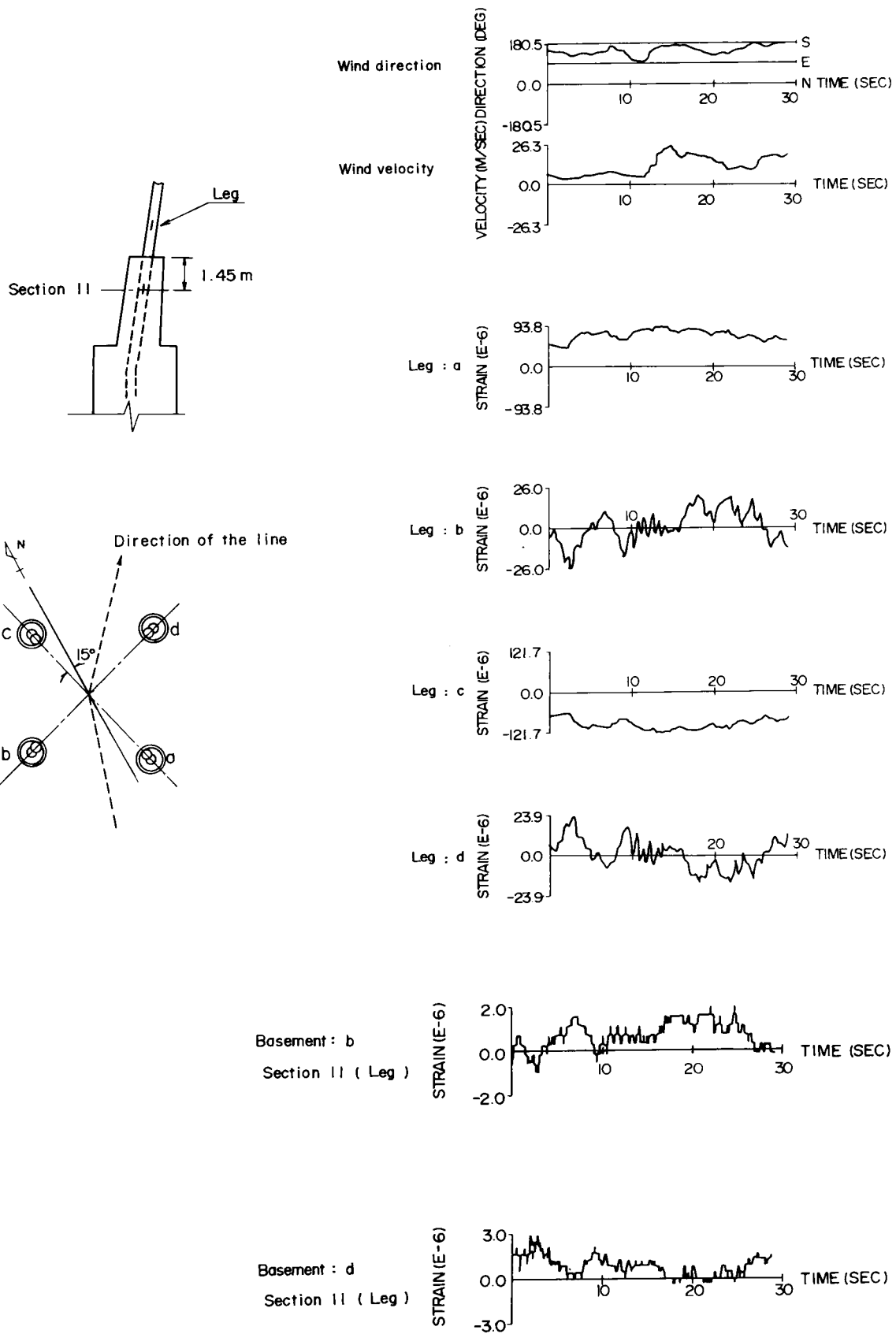


図 5-1 風向・風速と鉄塔のひずみ観測値  
(台風14号1985年8月30日)

ルトクリヤランスによる変位量の吸収を考慮すれば、脚間の許容不同変位量は鉄塔根開きに対して、鉛直方向に1/1200、また水平方向に1/800程度まで許容できるとされている<sup>2)3)</sup>。これを例示すると、塔高60m根開き10mの場合、鉛直方向で8mm、また、塔高90m根開き15mの場合、鉛直方向では12.5mmとなる。

EPRIの報告<sup>4)</sup>によると型鋼の鉄塔の基礎の相対変位量は水平ならびに鉛直方向とも、上部構造との関係から25mmが限界でそれ以上になると構造体として活荷重を受ける機能を損うとしている。

図5-2は送電用鉄塔各脚間の相対変位量と鉄塔の損傷状況との関係を示したものである<sup>5)</sup>。この調査対象は型鋼を使用した鉄塔で次に該当するものである。

- ① 沖積層の厚さが15m以上で、この層の沈下量が過去に2cm/年以上あり、調査時点(1976年)でも若干の沈下が生じている地域および沈下量が2cm/年以上ある地域。
- ② 沖積層にあり、鉄塔周辺20m以内に盛土が2年以内に行われた地域。

これは、杭基礎のネガティブフリクションによる沈下、盛土による地盤の側方流動あるいは地盤の圧密沈下などに起因する基礎の変位等によって、鉄塔部材が変形する現象が生じたことから、東京電力(株)で調査を実施したものである。同図から、相対変位量が約20mmを超えると、鉄塔に何らかの変状を与えているのがわかる。

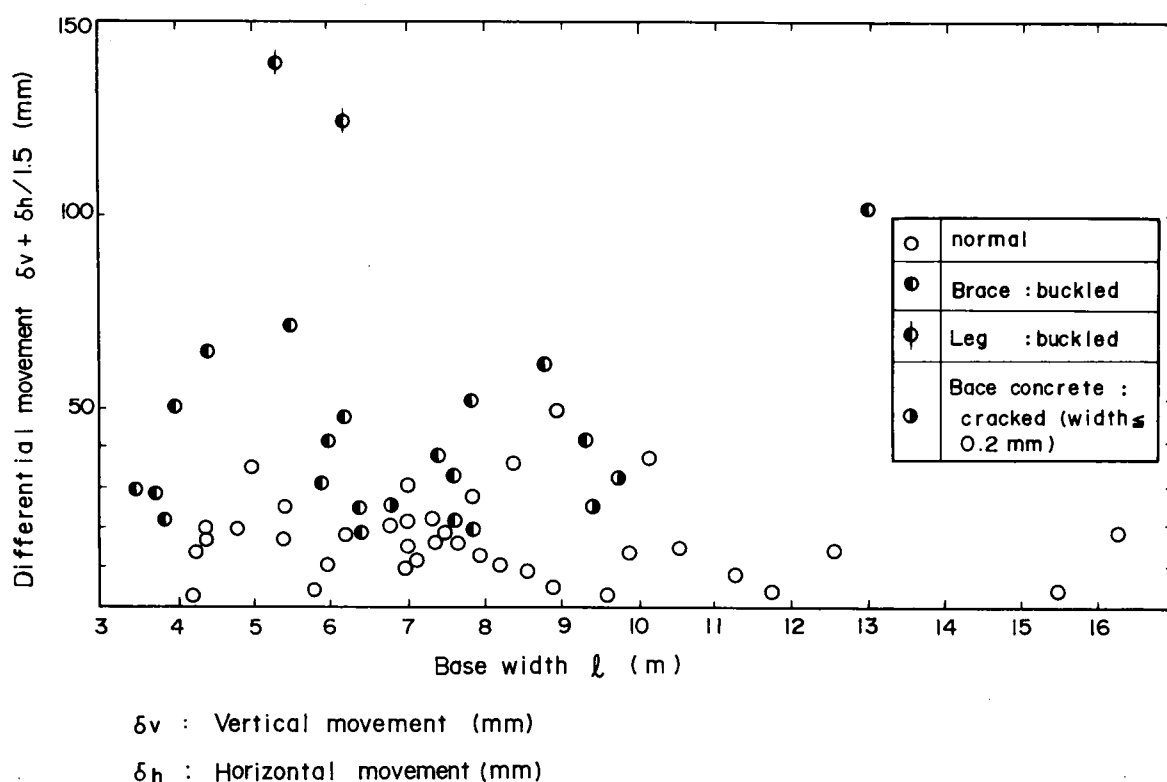


図5-2 脚間の相対変位量と鉄塔の損傷状況

鉄塔部材の一部に変状が認められるものに対しては、部材の交換による補修を行っているが、支柱材の変状の著しいものは建替を実施している。基礎の相対変位により鉄塔を建替えた例<sup>6)7)8)</sup>としては、高さ39m根開き 6 mの鉄塔で逆T字型基礎が鉛直方向不同変位量14 mm(根開きの 1 / 430)、水平方向変位量41mmであったもの、高さ55m根開き13mで鋼管杭基礎が鉛直方向不同変位量38mm(根開きの 1 / 340)、水平方向変位量26mmであったものなどがある。なお、これらの鉄塔は型鋼を使用しており、原因は鉄塔周辺の盛土によるものである。

型鋼を使用した鉄塔では、ボルトのクリアランスで10mm程度の変位量を吸収するが鋼管鉄塔では期待できない。したがって、鉄塔基礎の設計にあたっては、上部構造の型鋼と鋼管の種別および、鉄塔の根開きに応じて許容不同変位量を定めるべきであるが、基礎杭の鉛直変位に関しては、上述の事例から型鋼の鉄塔の場合は20mm程度、鋼管鉄塔の場合は10mm程度の変位量以内に押さえることが実務上の目安と考えられる。

## 5.4 周面摩擦力とN値との関係

わが国では杭の周面摩擦力をN値で評価することが一般的となっている。(1.4 参照)これは実務への簡便さを考慮したことに加え、載荷試験データをN値と関連づけて統計的処理した値は、大きな誤りをおかすことがなく、現在のところ最も信頼性が高いと考えられている。

杭の引抜き抵抗はその大部分が周面摩擦力 であることは、第2章、3章の実験結果から明らかになった。したがって、その評価にあたっては、押込み時の周面の摩擦力の評価法と同様にN値で行うことが妥当と考えられる。ただし、粘性土については一軸圧縮強度  $q_u$  でも評価する。

わが国で一般的に採用されている引抜き時の周面摩擦力の評価法<sup>9)10)11)2)</sup>を表5-1に示す。同表には、東京電力(株)工務部の標準<sup>12)</sup>(以下現行標準と称し、TEPCOと略記する)を併記しているが、他の評価法と比べて控えめな値としている。これは、送電用鉄塔基礎に伝達される引抜き荷重は、架線張力に伴う永続的な荷重と強風による繰返し荷重の和であり、この引抜き荷重により基礎の形状がきまることが多いこと、さらに引抜き抵抗に関する実験的検証が十分になされていないことなどが大きな要因となっている。なお、この現行標準を定めた後にJEC-127<sup>2)</sup>が制定されているが、引抜きに関しては実証値が少ないことから、東京電力(株)においては現行標準を使用しているのが実態である。したがって、

第2章、3章の実験結果の他に筆者が収集した表5-2に示す現場引抜き実験データ<sup>16)~23)</sup>を参考として検証を試みることにする。

図5-3および図5-4に打込み杭の砂質土、粘性土のそれぞれの周面摩擦力 $f$ と $N$ 値の関係を示す。これらの図から、打込み杭においては砂質土で  $f \geq 1/5N$ 、粘性土で  $f \geq N$  の範囲にあると考えられる。なお、同図には現行標準の評価法を破線で示しているが、実測値と比べて過少であることがわかる。

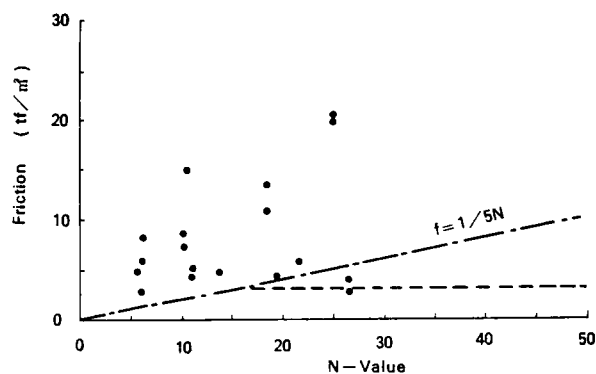
表5-1 杭の周面摩擦力の評価基準

| Standard                                    | Load     | Soil | Frictional resistance        |                             | Safety factor |
|---|----------|------|------------------------------|-----------------------------|---------------|
|   |          |      | Driven pile                  | Cast-in-place concrete pile |               |
| A I J <sup>9)</sup><br>Standard<br>(1974)   | Push-in  | Sand | $1/5N \leq 10$               | $1/5N \leq 10$              | 3             |
|   |          | Clay | $2N, q_u/2 \leq 8$           | $2N, q_u/2 \leq 8$          |               |
|   | Pull-out | Sand | $1/5N$                       | —                           | 3             |
|   |          | Clay | $\alpha\beta \cdot q_u/2$    | —                           |               |
| Harbor <sup>10)</sup><br>Standard<br>(1979) | Push-in  | Sand | $1/5N \leq 12$               | —                           | 2.5           |
|   |          | Clay | $\alpha C \leq 5.9 \sim 6.3$ | —                           |               |
|   | Pull-out | Sand | $1/5N \leq 12$               | —                           | 3             |
|   |          | Clay | $\alpha C \leq 5.9 \sim 6.3$ | —                           |               |
| Bridge <sup>11)</sup><br>Standard<br>(1980) | Push-in  | Sand | $1/5N \leq 10$               | $1/2N \leq 20$              | 3             |
|   |          | Clay | $N, C \leq 15$               | $N, C \leq 15$              |               |
|   | Pull-out | Sand | $1/5N \leq 10$               | $1/2N \leq 20$              | 6             |
|   |          | Clay | $N, C \leq 15$               | $N, C \leq 15$              |               |
| JEC 127 <sup>2)</sup><br>(1979)             | Push-in  | Sand | $1/5N \leq 10$               | $1/5N \leq 10$              | 3             |
|   |          | Clay | $2N \leq 8$                  | $2N \leq 8$                 |               |
|   | Pull-out | Sand | $1/5N$                       | $1/5N$                      | 3             |
|   |          | Clay | $N \leq 3$                   | $N \leq 3$                  |               |
| TEPCO <sup>12)</sup><br>(1978)              | Push-in  | Sand | $1/5N \leq 3$                | $1/5N \leq 3$               | 3             |
|   |          | Clay | $0.625N, q_u/2 \leq 3$       | $0.625N, q_u/2 \leq 3$      |               |
|   | Pull-out | Sand | $1/5N \leq 3$                | $1/5N \leq 3$               | 3             |
|   |          | Clay | $0.625N, q_u/2 \leq 3$       | $0.625N, q_u/2 \leq 3$      |               |

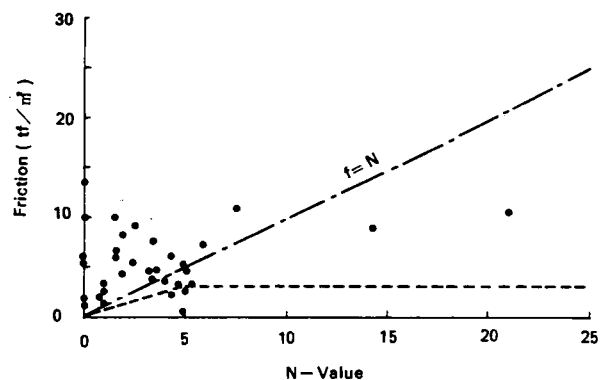
表5-2 杭の現場引抜き実験データ

| Test Site            | Soil Description  |   |                                      | Pile Description   |   | Failure Loads   |  | References |
|----------------------|---|---|--------------------------------------|--|---|---|--|------------|
|                      | Depth (m)   | Soil  | N-Value (Average)                    | Method   | Size (m)  | Loads (tf)  | Displacement (mm)  |            |
| OHMIYA<br>Saitama    | 0 - 5.8<br>5.8 - 12.0<br>12.0 -   | Loam, Clay<br>Sand<br>Sand                    | 2 ~ 0<br>19.0<br>—                   | (1-1), (1-2) ○ Steel pipe<br>(2-1), (2-2) △ "<br>(3-1), (3-2) ▲ "<br>(4-1), (4-2) □ Earth-auger<br>(5-1), (5-2) □ PIP<br>(6-1), (6-2) □ Overall casing | D=0.508 L=12.0<br>D=0.50 L=12.0                 | 160, 160<br>90, 100<br>43, 45<br>40, 40<br>40, 92<br>44, 50 | 25.4, 25.9<br>28.0, 29.7<br>25.5, 29.4<br>25.9, 33.0<br>31.1, 27.7<br>30.5, 32.7 | 13)        |
| FUNABASHI<br>Chiba   | 0 - 2.8<br>2.8 - 10.5<br>10.5 - 17.0<br>17.0 -                                    | Loam<br>Clay, Silt<br>Sand<br>Sand            | 3<br>4.5<br>28<br>>50.0              | (A) □ Overall casing<br>(B) □ Overall casing   | D=0.70 L=17.0                                   | 360<br>320  | 48.4<br>66.8   | 14)<br>15) |
| HATOGAYA<br>Saitama  | 0 - 21.5<br>21.5 - 27.0<br>27.0 -   | Silt<br>Fine sand<br>Fine sand                | 1.9<br>14.3<br>—                     | (T-N1) △ Steel pipe  | D=0.506 L=27.0                                  | 150   | 22.8   | 16)        |
| ADACHI<br>Tokyo      | 0 - 2.5<br>2.5 - 7.8<br>7.8 - 24.5<br>24.5 - 29.0                                 | Fine sand<br>Silt<br>Fine sand                | —<br>5.8<br>1.4<br>43.8              | (C-1) △ Steel pipe<br>(C-2) △ "<br>(C-3) △ "<br>(C-4) △ "<br>(C-5) △ "   | D=0.506 L=34.5                                  | 210<br>205<br>180<br>195<br>205                             | 25.0<br>25.5<br>20.5<br>35.0<br>25.0   | 17)        |
| KIKUCHI<br>Kumamoto  | 0 - 4.0<br>4.0 - 14.5<br>14.5 -   | (Cut)<br>Clay<br>Tufty                        | 4.6, 7.8                             | (T-1) ○ Steel pipe<br>(T-2) ○ "  | D=0.319 L=11.2<br>D=0.319 L=10.4                | 69<br>97  | 8.4<br>9.2   | 18)        |
| ICHIHARA<br>Chiba    | 0 - 5.2<br>5.2 - 27.9<br>27.9 - 38.9  | (Cut)<br>Silt<br>Sand                         | —<br>2.8<br>30.3                     | ○ Steel pipe   | D=0.65 L=38.9                                   | 300   | 23.5   | 19)        |
| ICHIHARA<br>Chiba    | 0 - 5.3<br>5.3 - 13.7<br>13.7 - 21.3<br>21.3 - 28.0                               | (Cut)<br>Sand<br>Silt<br>Sand                 | —<br>25.4<br>22.0<br>47.0            | ○ Steel pipe   | D=0.66 L=26.5                                   | >300  | >20.0  | 19)        |
| ICHIHARA<br>Chiba    | 0 - 5.3<br>5.3 - 11.3<br>11.3 - 16.3  | Sand<br>Sand<br>Silt                          | 16.9<br>21.8                         | (C-7) ○ Prestressed concrete pipe<br>(A-7) □ PIP<br>(A-5) □ PIP  | D=0.40 L=7.5<br>D=0.40 L=7.5<br>D=0.40 L=15.5   | 52<br>45<br>770   | 17.0<br>15.0<br>23.0   | 19)        |
| INASHIKI<br>Ibaragi  | 0 - 4.7<br>4.7 - 12.8<br>12.8 - 15.9<br>15.9 - 17.8<br>17.8 - 23.0                | Sand<br>Silt<br>Sand<br>Clay<br>Sand          | 2.8<br>1.3<br>10.3<br>27.5<br>28.0   | (A-6) □ BH<br>(A-2) □ "<br>(A-4) □ "   | D=0.70 L=24.5<br>D=0.70 L=24.5<br>D=0.70 L=13.5 | 120<br>120<br>76  | 14.0<br>13.4<br>8.0  | 19)        |
| HACHIOHJI<br>Tokyo   | 0 - 7.0   | Sand with gravel                              | 38.4                                 | (B-1) □ Overall casing<br>(B-2) □ "<br>(B-3) □ "   | D=1.00 L=7.0                                    | >330<br>>330<br>>330  | >21.5<br>>31.1<br>>27.6  | 20)        |
| KOHTOH<br>Tokyo      | 0 - 6.7<br>6.7 - 11.8<br>11.8 - 16.4<br>16.4 - 32.4<br>32.4 - 60.0                | Silt<br>Sand<br>Silt<br>Sand with gravel      | 3.1<br>7.6<br>15.5<br>3.0<br>19.1    | ○ Steel pipe   | D=0.61 L=62.5                                   | >460  | >82.0  | 19)        |
| KURASHIKI<br>Okayama | 0 - 18.2<br>18.2 -  | Clay<br>Sand with gravel                      | 2.8<br>>50.0                         | ○ Steel pipe   | D=0.66 L=19.5                                   | 130   | 52.0   | 19)        |
| KARIHA<br>Niigata    | 0 - 7.0<br>7.0 - 12.0<br>12.0 - 14.4<br>14.4 - 16.4<br>16.4 - 19.2<br>19.2 - 25.0 | (Cut)<br>Clay<br>Sand<br>Sand<br>Sand<br>Clay | 26.0<br>35.0<br>50.0<br>36.0<br>20.0 | (A-1) ○ Steel pipe<br>(A-2) ○ Steel pipe   | D=0.40 L=9.0<br>D=0.40 L=18.0                   | 160<br>280  | 15.0<br>32.0   | 21)<br>22) |
| YOKOHAMA<br>Kanagawa | 0 - 8.5<br>8.5 - 10.5   | Loam<br>Clay                                  | 3.3<br>13.0                          | PIP-6 □ PIP<br>PIP-7 □ PIP   | D=0.35 L=9.0<br>D=0.35 L=9.0                    | 108<br>108  | 40.0<br>20.0   | 23)        |

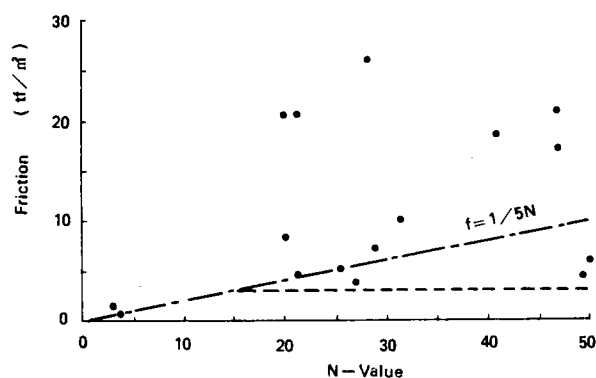
○ = Driven pile    △ = Bored precast pile (Inner excavation)    ▲ = Bored precast pile (Preboring)  
□ = Cast-in-place concrete (mortal) pile    D = Pile diameter    L = Pile length in subsurface



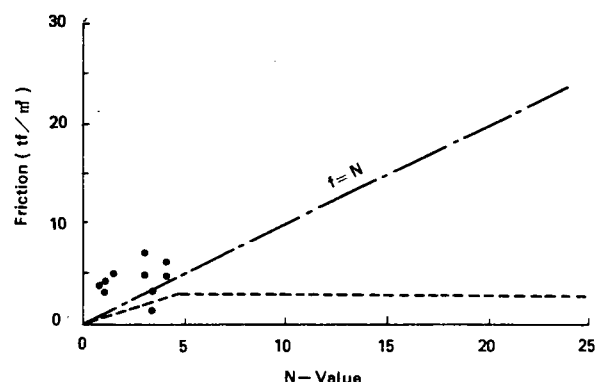
(a) Driven Pile.



(a) Driven Pile



(b) Cast-in-place Pile.



(b) Cast-in-place Pile.

図 5-3 周面摩擦力とN値との関係，破質土

図 5-4 周面摩擦力とN値との関係，粘性土

## 5.5 引抜き抵抗力の評価法

図5-3および図5-4を参考にして、引抜き抵抗力の評価法を表5-3に示すように見直すことにした。これは、次の事項を留意して設定したものである。

(1) 引抜き時と押込み時の周面摩擦力の実測比較(第2章、第3章参照)から、両者の摩擦力を許容荷重の範囲内ではほぼ同等に取り扱えることにした。

(2) 図5-3および図5-4に示す実測結果から判断すると、砂質土において打込み杭、場所打ち杭とも現行の  $f=1/5N$  は過少な評価であるが、押込み時の周面摩擦力の評価は打込み杭で  $f=1/5N$ 、場所打ち杭では  $f=1/5N$  あるいは  $f=1/2N$  としているのが一般的である。(表5-1参照)。したがって、引抜き時の砂質土における周面摩擦力の評価法  $f>1/5N$  の範囲を設定すれば、一般的な押込み時の周面摩擦力より大きいと断定することになるので、現行の  $f=1/5N$  をあえて変更しないことにした。ただし、現行の周面摩擦力の上限値  $3tf/m^2$  は過少であり、また図5-3においても  $10tf/m^2$  以上の摩擦力が実測されていることから、上限値を  $10tf/m^2$  まで引上げることにした。

(3) 図5-4に示す実測結果から判断すると、粘性土において打込み杭、場所打ち杭とも現行の標準の  $f=0.625N$  は過少な評価である。なお、これは Terzaghi の提案した  $q_u=1.25N$  の関係から導いたものである。一方、押込み時の周面摩擦力は、両杭とも  $f=N$  あるいは  $2N$  で

表5-3 杭の引抜き時の周面摩擦力の現行標準と見直し案

| Standard          | Soil | Driven pile            | Cast-in-place concrete pile |
|-------------------|------|------------------------|-----------------------------|
| Existing standard | Sand | $1/5N \leq 3$          | $1/5N \leq 3$               |
|                   | Clay | $0.625N, q_u/2 \leq 3$ | $0.625N, q_u/2 \leq 3$      |
| Amendment         | Sand | $1/5N \leq 10$         | $1/5N \leq 10$              |
|                   | Clay | $N, q_u/2 \leq 3$      | $N, q_u/2 \leq 3$           |

評価されているのが一般的である(表5-1参照)。そこで、引抜き時の粘性土における周面摩擦力の評価を一般的な押込み時の評価法のうち小さな評価である  $f=N$  とした。 $q_u$  で評価する時には、周面摩擦力は、土のせん断強度と同等の観点から現行通りに  $q_u/2$  とした。ただし、Tomlinson<sup>24)</sup>によれば粘性土のせん断強度が  $3 \sim 5 \text{ tf/m}^2$  を超えれば、周面摩擦力は、せん断強度より低下することが報告されており、また、粘性土における長期の強度特性については、不明な点があるので現行の上限値  $3 \text{ tf/m}^2$  は変更しないこととした。

図5-3、5-4に示した周面摩擦力は、ひずみゲージ間の地層を均一とみなして上下のひずみ実測値の差に杭の断面積、弾性係数を乗じ、ゲージ間の杭の周面積で除することにより求めている。したがって、このようにして求めた摩擦力には、測定誤差が含まれていると考えられる。さらに、周面摩擦力が最大になる時の荷重は、深度および地層により異なり、各層の最大摩擦力の総和は必ずしも杭頭の最大荷重とは一致しない。また、押込み時の周面摩擦力の評価は、各層の実測摩擦力を参考にしながら、全支持力のうち、杭先端の支持力と互いに相補う関係から設定したものである。

以上のことから、表5-3に示した新たな評価法（以下見直し案と称する）の妥当性を杭頭の引抜き最大荷重で検証する必要がある。また、杭の変位量の評価法を基準化していない現在、許容荷重が上部構造物に有害な変状を与える変位量を超えないことも確認する必要があると考えられる。

引抜き最大荷重の実測値と見直し案による計算値の関係を整理した結果を図5-5に示す。同図から見直し案は抵抗力をまだ過小に評価していることがわかる。しかし、引抜き抵抗力のデータ数が限定されていること、永続的な荷重あるいは繰返し荷重に対する抵抗機構については十分に明らかになっていないことなどから、安全側に評価することは現在のところ妥当な処置と考えられる。



$$P_c = \phi ( 1/5 N_s \ell_s + N_c \ell_c ) + W$$

$N_s$  : N-Value of Sand.

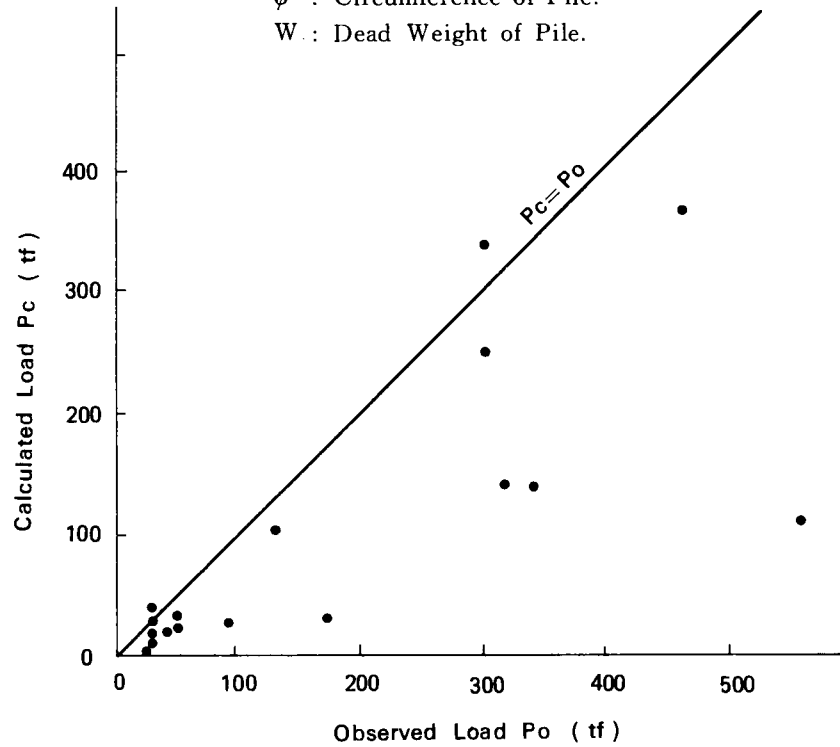
$\ell_s$  : Thickness of Sand.

$N_c$  : N- Value of Clay.

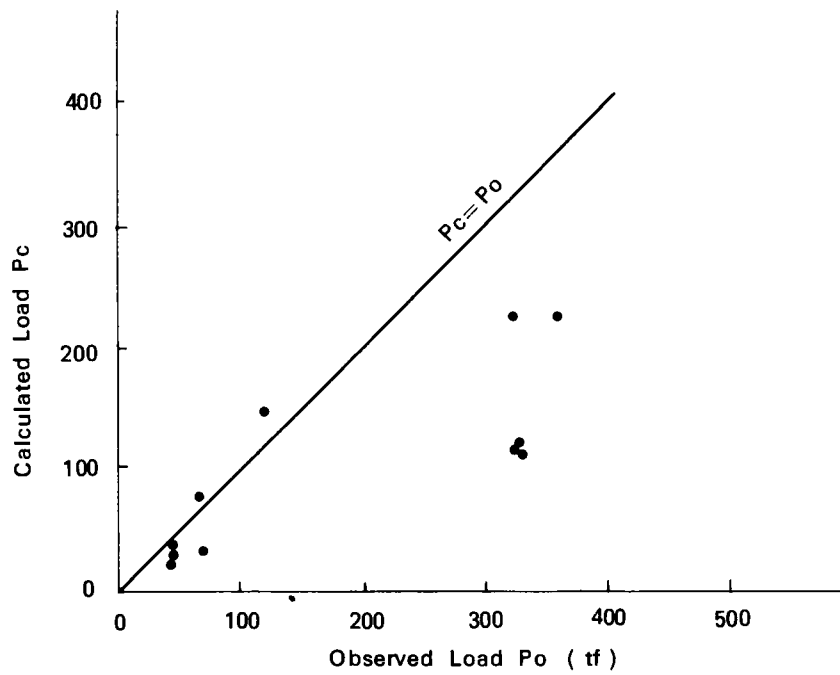
$\ell_c$  : Thickness of Clay.

$\phi$  : Circumference of Pile.

$W$  : Dead Weight of Pile.



( a ) Driven Pile



( b ) Cast in place pile

図 5 - 5 杭の最大荷重の実測値と計算値の比較

図5-6は第2章、第3章ならびに既往の引抜き実験結果から、最大荷重と最大荷重の1/3または降伏荷重の1/2のうちの小さい方の荷重(以下実測許容荷重と称する)のそれぞれの荷重における変位量を示したものである。

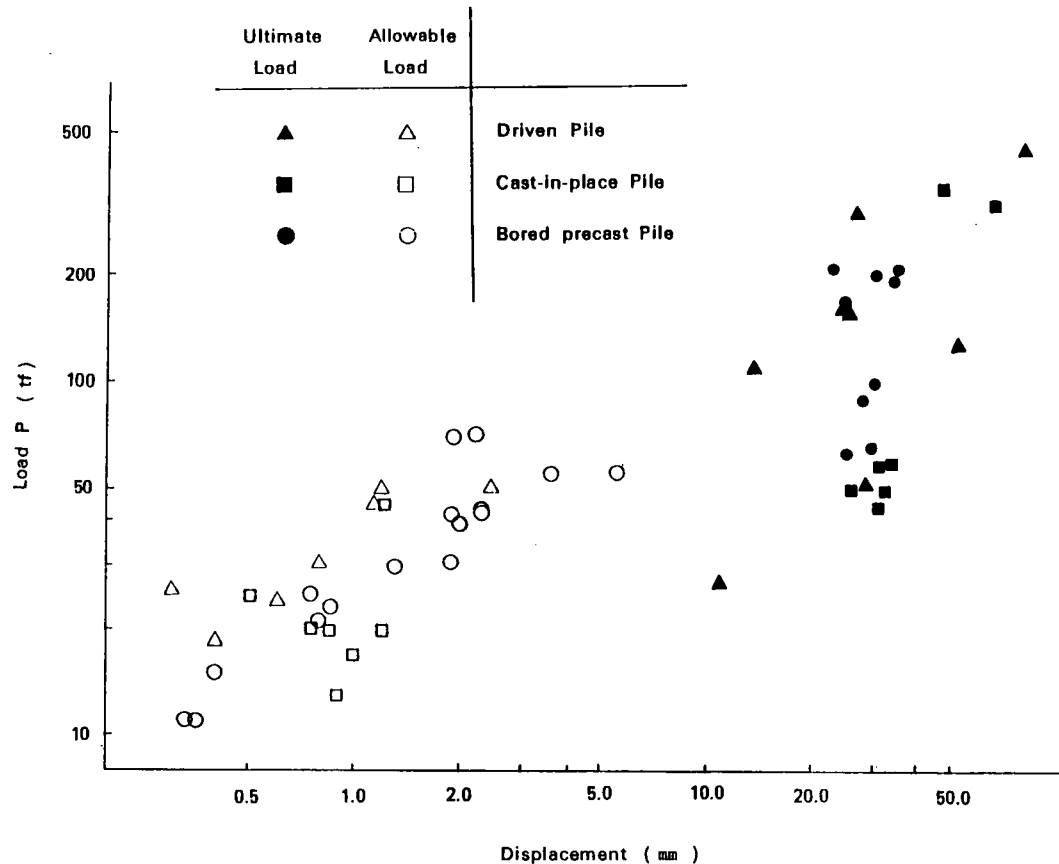


図5-6 杭の最大荷重・許容荷重と変位との関係

最大荷重時の変位は10~60mmの範囲にあるが、実測許容荷重時の変位量は10mm以下であり、鉄塔に変状を与える目安値の10mmまたは20mmを超えていない。したがって、周面摩擦力から引抜き荷重を求め、この1/3を許容荷重とする現行設計標準の考え方によって設計を行っても、杭の変位量は上部の鉄塔に変状を与えることはないと判断される。

また、5.2で示したような繰返し引抜き荷重に対しては、許容値を上述のように降伏値の1/2あるいは最大値の1/3とすることにより、変位が累加して上部構造に影響を及ぼすことはないと考えられる。

この見直し案は、従来の評価法を一部変更したにすぎないが、明確な根拠のないままに単に押込み時の周面摩擦力の評価法に準拠していた評価法とは異なり、10数件ではあるが実験による検証を踏まえている点において、ある程度の信頼性を向上させたものと思われる。

## 5.6 経済的効果

ここでは、見直し案により鉄塔基礎を設計した場合の経済的効果について述べる。図5-7に対象とする鉄塔基礎の形状を示す。

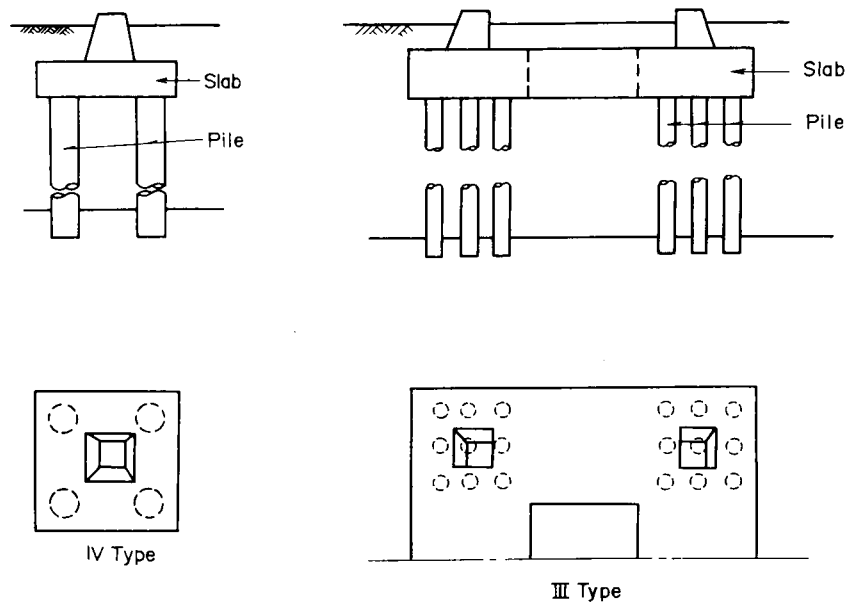


図5-7 鉄塔基礎の形状

図5-8に東京電力(株)が近年建設した関東地方における鉄塔基礎約40件の周辺地盤の平均した地層構成を示す。この平均した地層構成のもとで、現行標準ならびに見直し案による引抜き抵抗力を比較した結果を表5-4に示す。同表から、見直し案により、設計に採用する杭1本当りの抵抗力が40～50%程度増加しているのがわかる。

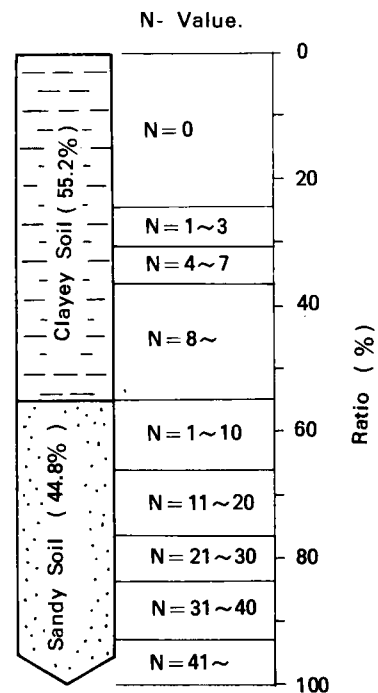


図5-8 鉄塔基礎周辺地盤の平均的な地層構成

表5-4 見直し案による引抜き抵抗

|                     | Driven pile         | Cast-in-place concrete pile |
|---------------------|---------------------|-----------------------------|
| Pile                | D=0.508m<br>L=20.0m | D=1.0m<br>L=20.0m           |
| Existing standard A | 43 tf               | 102 tf                      |
| Amendment B         | 65 tf               | 146 tf                      |
| B/A                 | 1.51                | 1.43                        |

図5-9に、現行標準により実際に設計した基礎と、これと同じ設計荷重条件下で見直し案により設計した基礎の直接工事費を比較した結果を示す。現行標準の見直しに伴い、杭の本数の減少あるいは形状寸法の縮小が図られ、直接工事費に対し10～20%のコストダウンが見込まれる。東京電力(株)では、図5-7に示したタイプの鉄塔基礎の新設あるいは増設は毎年相当な数に達している。したがって、見直し案による経済的効果は大きく、しかも見直し案は5.3で述べたように基礎の安全性を損なうものではないと考えられる。

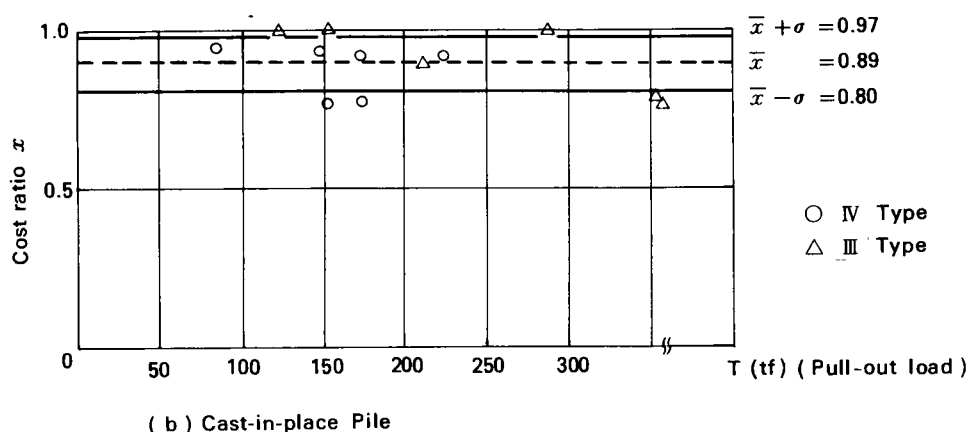
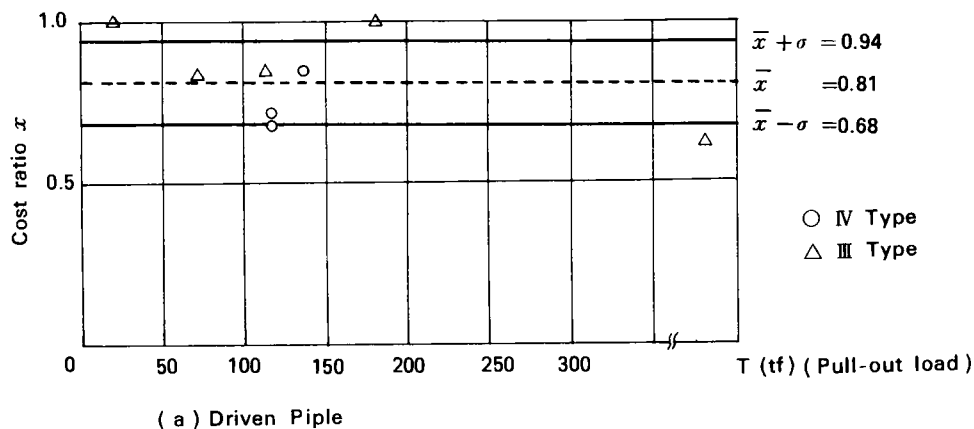


図5-9 見直し案と現行標準による直接工事費の比較

## 5.7 まとめ

送電用鉄塔の基礎の変位が上部構造に及ぼす影響ならびに杭の現場引抜き実験結果を踏まえ、引き抜き抵抗力の評価法に関する従来の基準に対する見直し案を提示し、さらに見直しに伴う鉄塔基礎設計の経済的効果について言及した。以下にその結果を示す。

- (1) 引抜き時の周面摩擦力評価法に関する従来の基準に対する見直し案を提示した。すなわち、打込み杭、場所打ち杭とも、砂質土において  $f = 1/5 \text{ N (tf/m}^2\text{)}$ 、粘性土において  $f = N(q_u/2) \text{ (tf/m}^2\text{)}$  とした。ただし、摩擦力の上限値は砂質土で  $f = 10 \text{ tf/m}^2$ 、粘性土で  $3 \text{ tf/m}^2$  である。
- (2) 上記見直し案は、基礎の安定性を損なうものではないことを検証した。すなわち、見直し案による計算引抜き最大荷重は、10数件の実測引抜き最大荷重と比べて同等以下である。また、許容引抜き荷重時の変位量は約10mm 以内であることが推定され、上部鉄塔に損傷を与える変位量の目安値(型鋼20mm、鋼管10mm)を超えない。
- (3) 現行標準を見直すことにより、鉄塔基礎の建設費の経済性を高めることが明らかになった。すなわち、直接工事費において10～20%のコストダウンが見込まれる。

## 参考文献

- 1) 電気共同研究会 : 電気共同研究, 第20巻, 第4号, pp. 3 ~ 46, 1966.
- 2) 電気学会 : 送電用支持物設計標準(JEC-127), 1979.
- 3) 電気共同研究会 : 電気共同研究, 第30巻, 第2号, pp.206~216, 1976.
- 4) Electric Power Research Institute : Transmission Line Structure Foundations for Upift-Compression Loading, EPRI EL-2870, Project 1494-1, Final Report, February 1983.
- 5) 蔵持慈男, 島本正雄 : 軟弱地盤地帯における送変電土木設備の保守について, 電力土木, No.156, pp.101~103, 電力土木協会, 1978.
- 6) 伊藤圭典 : 電力土木設備の調査と管理, 第17回発電水力講習会テキスト, 発電水力協会, pp.18~21, 1975.
- 7) 北原義浩, 本島睦, 緒方信英, 前野陽治 : 鉄塔基礎の変位・耐荷力に及ぼす周辺盛土の影響, 電力中央研究所技術第二研究所報告, No.73516, 1973.
- 8) 北原義浩, 本島睦, 緒方信英, 前野陽治, : 地盤の非線型な変形を考慮した送電用鉄塔基礎の引抜耐荷力の解析—実測値との対比, 不同沈下が塔体部材力に及ぼす影響, 電力中央研究所技術第二研究所報告, No.720170, 1973.
- 9) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計規準・同解説, 1974.
- 10) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1979.
- 11) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説(Ⅳ下部構造編), 1979.
- 12) 東京電力(株) : 送電用鉄塔基礎設計の手引, 1978.
- 13) 伊藤圭典 : 打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗力比較測定, 第23回土質工学シンポジウム, pp.1~8, 1978.
- 14) 伊藤圭典, 前原雅幸 : 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察, 土木学会論文集, 第376号/Ⅲ-6, pp.59~67, 1986.
- 15) 伊藤圭典, 前原雅幸, 大木正, 古賀明 : 場所打ち杭の引抜き抵抗に関する解析, 土木学会論文集, 第376号/Ⅲ-6, pp.69~75, 1986.
- 16) 東京電力(株) : 千代田線 No. 8 鉄塔建替に伴う杭耐力試験報告書, 1978.
- 17) 東京電力(株) : 千代田線 No. 8 鉄塔建替工事のための鉄塔基礎杭耐力調査報告書, 1976.
- 18) 赤司六哉, 永津忠治, 稲元勝, 石堂稔 : ボク地盤鋼管グイの引抜き結果について,

第14回土質工学研究発表会、pp.933～936、1979.

- 19) 東電設計(株) : 送電用鉄塔基礎設計の合理性追求に関する研究―場所打ち杭の挙動解析研究報告書, 1968.
- 20) 東京電力(株) : 送電用鉄塔基礎工法に関する研究のうちの砂礫層における大口径杭ならびにアンカー工の耐力試験報告書, 1972.
- 21) 東京電力(株) : 柏崎刈羽原子力発電所1号機工事に伴う取水口設計の委託のうち鋼管引抜き試験報告書, 1984.
- 22) 岸清, 大槻英夫 : 柏崎刈羽原子力発電所取水口工事の設計, 施工について, 電力土木, No.201, pp.78～86, 1986.
- 23) 小粥庸夫, 坂本稔 : 場所打ちモルタル杭の摩擦杭としての特性, 土と基礎, Vol. 30, No.2, Ser.No.289, pp.39～46, 1982.
- 24) Tomlinson M.J. : The Adhesion of Piles in Clay Soil, Proc, 4th ICSMFE, Vol.2, pp. 61～71, 1957.

## 第6章 結論

本論文は送電用鉄塔基礎杭の引抜き抵抗算定に関する実務的な設計手法を求めることを目的として、実用規模の各種の杭について現場実験を実施し、杭の引抜き抵抗、荷重と変位、周辺地盤の挙動、周面摩擦力と地盤の特性などとの関係を考察し、さらに杭～地盤系の変形、破壊挙動に関する解析を行ったものを取りまとめたものである。

杭の引抜き抵抗に関しては、一般の構造物では大きな引抜き力が作用する例が少ないこと、杭に引抜き力を受け持たせる設計は好ましくないということから、鉛直支持力および水平抵抗に比べ、引抜き抵抗についての研究は少ない。

しかしながら、地震時の水平力により構造物に発生する転倒モーメントによって基礎杭に引抜き力が作用する場合があります、耐震設計上からも杭の引抜き抵抗の評価が重要になってきている。とくに、送電用鉄塔の基礎杭を用いる場合の引抜き抵抗の取り扱い、鉄塔規模の大型化に伴い重要性を増してきている。

以上に述べたような目的ならびに背景に基づいて実施した研究については本文中に記述したとおりであり、その概要は各章のまとめに集約しているので、ここではそれらの要約を行い本論文の結論とする。

第1章は序論であり、杭の引抜き抵抗に関する既往の研究ならびに国内の各機関の技術基準について説明し、著者の見解に基づく問題点を示した。特に引抜き抵抗の評価については資料が少ないことから、どの基準でも押込み支持力の場合に準ずる取り扱いをしている実情を示した。

第2章は同一寸法(直径50cm、地中部長さ12m)の6種類の12本の杭についての引抜きの比較測定を行った結果を述べたものである。すなわち、杭の種類は鋼管の打込み、埋込み(中掘りおよびプレーボーリング)工法による杭および場所打ち杭のアースオーガー、PIPならびにオールケーシング工法によるもので、それぞれ2本ずつ使用した。

測定の結果は次のとおりである。

(1) 鋼管杭の引抜き抵抗は打込み杭が最も大きく、中掘り、プレーボーリングの順に小さくなっている。打込み杭と比較すると、引抜き抵抗は中掘り杭は約60%、プレーボーリ



ング杭は約40%である。

場所打ち杭のアースオーガーならびに PIP 工法による杭は、ほぼ同程度の引抜き抵抗を発揮し、オールケーシング工法による杭はさらに小さくなっている。鋼管の中掘りならびにプレーボーリング工法による杭は先端を打撃によって 3 D(D は杭径) 貫入させている。これは杭の支持力増加を図り、また支持力の確認をするため経験的に採用されている工法である。測定の結果より、この効果が大きいことが確認できた。また、実際の設計にあたって杭の種別の選定に対する概略の目安をつけることができた。

場所打ち杭のアースオーガーにより掘削を行って築造した杭(2 本)は先端部分が極端に細かったために別の場所において再施工したものであるが、細心の注意を払って施工したにも拘らず先端が細く仕上がっていた。これは地下水位が高く先端部の細砂がくずれやすかったためである。このことは場所打ち杭の施工方法が重要であることを示している。

(2) 引抜き時の杭の周面摩擦力は、粘性土中では鋼管杭と場所打ち杭の各工法とも顕著な差異は認められなかった。

砂質土中では工法による差が認められ、鋼管の打込み杭→中掘り杭→プレーボーリング杭→場所打ち杭の順に周面摩擦力が低下している。

杭の周面摩擦力は、砂質土中においては鋼管杭および場所打ち杭とも工法に関係なく、杭の変位 5 mm~10mm で最大値近くに達している。粘性土中においては、鋼管杭は杭の変位 4 mm 程度まで周面摩擦力はほぼ直線的に増加し、その後は微増して最大値に達している。場所打ち杭のプレーボーリング工法ならびにオールケーシング工法による杭は粘性土中では変位約 5 mm で周面摩擦力は最大値近くになり、以後変位とともに微増している。PIP 工法による杭は粘性土中では変位約 10mm で最大値近くになり以後漸増して最大値に達しており、摩擦力は他の杭よりも大きい。

(3) 杭の引抜きに伴う地表面の変位は、杭の種別および引抜き荷重に関係なく杭の表面より 1 D 以内が大きく、それより離れるに従って急激に減少し影響範囲は 5 D 程度までである。

(4) 中掘り工法ならびにプレーボーリング工法による杭は、引抜きと押込みの試験を行った。その結果引抜き最大荷重の約 1/2 までの荷重に至る間の杭の変位量で 2 mm 程度までは引抜き量と押込み量ともほぼ等しい値を示した。中掘り工法による杭は押込み後に引抜き試験を行い、プレーボーリング工法による杭は引抜き後に押込み試験を行っている。その結果砂質土中においては、中掘り工法による杭は押込み時の周面摩擦力が大きく、プレーボーリング工法による杭では引抜き時の摩擦力が大きい。このことは、以前に押込

みまたは引抜き力を与えて地盤を変形させた後の周面摩擦力は低下する傾向を示している。粘性土中においては、中掘りおよび、プレーボーリング工法による杭とも周面摩擦力の最大値は、押込み、引抜きともほぼ同じである。これは粘性土においては、一度地盤に変形を与えても30日以上経過すれば地盤の強度は回復することを示している。また、打込み杭と中掘り杭の打撃応力の測定による押込みの周面摩擦力と引抜き載荷試験による引抜きの周面摩擦力の値とはほぼ同じであつた。

(5) 構造物の基礎体に外力による繰返し荷重が作用する場合を想定し、打込みならびに中掘り工法による埋込み杭について繰返し引抜き試験を行った。これは、4本の杭についてそれぞれ降伏荷重の約 $1/2$ 、降伏荷重限度内または超過の荷重を選定し、各20回の繰返し引抜き載荷を行ったものである。測定の結果、降伏荷重を超える載荷により杭の残留変位が累加することが認められた。このことは繰返し荷重を受ける構造物の基礎杭については、降伏荷重以上の抵抗力を期待してはならないことを示しているといえる。

(6) 12本の杭の試験結果と現行の各種機関の杭基礎の設計基準ならびに提案式との比較を行った結果、鋼管杭では実測値が大きく場所打ち杭では実測値が小さかった。軸力分布から見ると各式によると値とも粘性土層においては大きな差はなく砂質土層において差を生じている。

(7) 各杭の引抜き最大荷重、降伏荷重および許容荷重と杭の変位との関係を整理すると、最大荷重は杭の変位30～25mmで、降伏荷重は変位6～2mm、許容荷重は2～0.8mmの範囲にある。これらの実測値は杭の変位が比較的少ないところで最大値に達していること、また、杭の許容荷重(最大荷重の $1/3$ または降伏荷重の $1/2$ のうち小さい方の値)は杭の変位の微小な部分に相当していることが特徴である。これより杭の設計にあたっては非常に小さい変位量を基にして許容値を定めていたことが判かった。また、許容荷重の変位の上限值である2mmは前記(4)の中掘りならびにプレーボーリング工法による杭の押込みと引抜きの実測載荷重がほぼ等しい範囲の値と一致している。

第3章は杭径0.8m計画根入れ長さ17mの場所打ち杭を2本用いて現場引抜き実験を行い、その結果をとりまとめたものである。第2章の試験に続いて再度引抜き試験を実施したのは、引抜き時の杭周辺の地盤の挙動を確かめること、送電用鉄塔基礎に場所打ち杭が鋼管杭よりも多く用いられるようになってきたことから、実物規模の杭での引抜き抵抗力を検討することなどを主目的としたものである。

実験の結果は次のとおりである。

(1) 場所打ち杭の主筋およびコンクリートのひずみ分布の計測結果から、引抜き力を受ける杭体の応力伝達特性を明らかにした。初期荷重における杭体の軸力は主筋とコンクリートが一体となって分担するが、荷重が増加し、コンクリートのひずみが限界値以上となるとコンクリートにクラックが生じ、主筋の軸力分担が増加する。本実験においては上記の限界ひずみは  $(70 \sim 80) \times 10^{-6}$  であった。なお、実験完了後試験杭を引揚げて点検したが、杭体のクラックは目視によっては確認できなかった。

(2) 杭周辺地盤の変位の計測結果から、杭の引抜きの影響範囲は杭周面より杭径の 3 ～ 4 倍程度と判断される。ただし、引抜き荷重が最大値に近づくと杭に追隨して変形する地盤の範囲は、杭周面からほぼ杭径以内に限定される。

(3) 引揚げた杭の土の付着状況および杭の周辺地盤の変位の計測結果から、杭～地盤系のせん断抵抗面は、杭周面近傍の地中に円筒状を呈していることを確認した。なお、地表付近にはコーン状のクラックが認められた。

(4) 最大周面摩擦力は土のせん断強度で評価できることを確認した。実用上、粘性土については

$$f_c = q_u / 2 = 1.5 \text{ N (tf/m}^2\text{)}$$

砂質土については

$$f_s = K_o \sigma_v' \tan \phi = 0.2 \text{ N (tf/m}^2\text{)}$$

で近似できる。

(5) 試験杭と反力杭の周面摩擦力と変位との計測結果から、引抜き摩擦力と押込み摩擦力は、反力杭の押込み荷重の限度に相当する引抜き最大荷重の 1 / 4 程度の荷重においてはほぼ同等であることを確認した。

第 4 章においては、第 3 章の場所打ち杭の引抜き実験の結果を基にして、周面摩擦力～変位の実測値と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係を述べ、この結果を用いて数値解析を行い、杭～地盤系の変形、破壊挙動に関する計算値と実測値との比較、予測手法について述べた。以下にその概要を示す。

(1) 実験結果から土の「せん断ひずみ」に対応する杭周面摩擦力特性を検証できた。すなわち、杭周面に作用する摩擦力は、土の「せん断ひずみ」に対応して増加し、「せん断ひずみ」が限界値に達すると摩擦力は最大となり、杭周面の近傍にすべりが生ずる。今回の実験における「せん断ひずみ」限界値は、粘性土で 0.5～0.7%、砂質土で 1.0% 程度であった。

(2) 実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験から得られる応力～ひずみ曲線との定量的な関係を示した。すなわち、実測せん断弾性係数は概ね  $G=4E_{s0}/(1+\gamma)$  で評価できる。

(3) 上記を踏まえ、地盤材料を非線形弾性体と仮定し、有限要素法による現場実験のシミュレーションを行った。この結果、杭の変形、軸力分布ならびに周辺地盤のひずみ分布の計算値は実測値と良い対応を示し、引抜き力を受ける杭～地盤系の挙動の予測法として有限要素法が妥当なことを示した。

(4) 杭の大変形問題に対しては、杭と地盤との不連続変形を考慮した有限要素法は有効な方法であるが、設計荷重レベルの変形問題に対しては、通常モデルでも十分な精度が得られることを確認した。

(5) 解析結果は地表面付近に引張りによるコーン状の破壊が生ずること、ならびに地表面付近を除けば、杭周辺地盤はせん断により破壊し、すべり面は杭周面のごく近傍の地中に円筒状に生ずることを示した。この結果は実験結果と良く対応しており、有限要素法は周辺地盤の破壊の予測法としても有効であることが判かった。

第5章においては、第2章から第4章までに得られた結果を基にし、筆者の行った引抜き試験以外に得ることのできた引抜き試験のデータを合わせて整理して引抜き抵抗力の評価法に関する従来の規準に対する見直し案を提出した。さらにその見直しに伴う送電用鉄塔基礎の設計に関する経済的效果の例について言及した。

以下にその結果を要約する。

(1) 送電用鉄塔の基礎の被害例から引抜き抵抗力の吟味が重要であること、また、鉄塔の基礎の変位が上部構造に及ぼす影響の程度を示し、設計上の杭の引抜きに関する許容変位量を示した。

(2) 送電用鉄塔基礎杭の引抜き時の周面摩擦力に関する従来の規準に対する見直し案を作成した。すなわち、打込み杭、場所打ち杭とも周面摩擦力は砂質土において  $f=1/5 N$  ( $tf/m^2$ )、粘性土において  $f=N(q_u/2)$  ( $tf/m^2$ ) とした。ただし、摩擦力の上限値は砂質土で  $f=10tf/m^2$ 、粘性土で  $f=3 tf/m^2$  である。

(3) 見直し案による計算引抜き荷重は、10数件の実測引抜き最大荷重と比べて同等以下である。また、許容引抜き荷重時の変位量は 2 mm 以内であることが推定され、上部鉄塔に損傷を与える変位量の目安値の10mm と比べて微小である。

以上により上記の見直し案は鉄塔基礎の安定性を損うものではないことを検証した。

(4) 現行の東京電力(株)内部の送電用鉄塔基礎の設計標準を見直すことにより、鉄塔基礎の建設費の直接工事費において10～20%コストダウンを見込むことができることを示した。

わが国においては年間約1000基に達する送電用鉄塔が新設あるいは改修されているものと推定とされる。これらの鉄塔は送電電圧の高電圧化ならびに立地上の制約から回線数が増えるとともに大型化してきている。それに伴って基礎の形状も大きくなっており、平地部分では杭基礎が多く用いられている。筆者は鉄塔基礎の設計施工ならびにその設備保守の業務に従事してきて、実務上の立場から以上の研究を実施したものである。

本研究は杭の引抜き抵抗に関して若干の事例についてその検証を試みたに過ぎない。鉛直支持力に関しては数多くの研究があり種々の面からの検討がなされている。しかしながら、引抜き抵抗については、杭の種別による引抜き時の周辺地盤の抵抗機構の解明、群杭の引抜き抵抗、あるいは周辺地盤の液状化と杭の引抜き抵抗との関係等多くの未解明の課題がある。今後のデータの蓄積と研究が望まれるものである。

## 謝 辞

本研究を遂行するにあたり、温かいご指導とご鞭撻を賜った京都大学工学部教授赤井浩一先生、防災研究所教授柴田徹先生ならびに恩師の先生方に深甚なる謝辞を表します。

また、貴重なご助言を頂いた電力中央研究所西好一博士、東京電力株式会社江川顕一郎氏ならびに舎川徹氏、東電設計株式会社佐野俊輔氏をはじめとし、本研究の遂行にあたって格別のご協力を頂いた東京電力株式会社前原雅幸氏、東電設計株式会社大木正氏、株式会社奥村組古賀明氏に厚く御礼申し上げます。

なお、著者が東京電力株式会社に入社以来30余年にわたって終始ご指導と励ましを頂いた同社の諸先輩ならびに関係各位に深く感謝いたします。